

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**ОСНОВЫ ТЕОРИИ, РАСЧЕТА
И КОНСТРУИРОВАНИЯ**

Курс лекций для студентов строительных специальностей

ПОД РЕДАКЦИЕЙ
заслуженного деятеля науки и техники РБ
профессора, д.т.н. Пецольда Т.М.
и профессора, д.т.н. Тура В.В.

Брест 2002

УДК 624.01

Печатается по решению Совета Брестского государственного технического университета (протокол № 8 от 5 июля 2002 года) и рекомендации Совета строительного факультета Белорусского национального технического университета (протокол № 9 от 1 июля 2002 года).

Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования// Курс лекций для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура.– Брест, БГТУ, 2002 – 466 с., с илл.

Авторы: Н.П. Блещик, Д.Д. Жуков, Д.Н. Лазовский, В.Г. Казачек, А.А. Кондратчик, Г.П. Пастушков, Т.М. Пецольд, Д.П. Подобед, Н.А. Рак, В.Д. Терин, В.В. Тур, И.М. Шуберт.

ISBN 985–6584–41–8

В курсе лекций представлены основы теории сопротивления железобетонных конструкций действию усилий от внешних нагрузок, изложены методы их расчета и конструирования при различных видах напряженно-деформированного состояния. Рассмотрены основные положения и методы практической реализации деформационной модели для расчета сечений, принятой в качестве базовой в новых строительных нормах Республики Беларусь СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Главы курса лекций изложены в соответствии с содержанием дисциплины «Железобетонные конструкции».

Курс лекций предназначен для студентов строительных специальностей высших учебных заведений, аспирантов, инженеров-проектировщиков.

Рецензенты:

Кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения» Могилевского государственного технического университета, заведующий кафедрой к.т.н., доцент С.Д. Семенюк.

Заместитель директора Научно-исследовательского и конструкторского учреждения «Технический центр» Министерства архитектуры и строительства РБ, к.т.н. В.Н. Деркач.

ISBN 985–6584–41–8

© Учреждение образования «Брестский государственный технический университет» 2002

© Т.М. Пецольд 2002

© В.В. Тур 2002

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	9
ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОБОЗНАЧЕНИЯ	12

1. ВВЕДЕНИЕ В ТЕОРИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	24
1.1. Сущность железобетона	24
1.2. Предварительно напряженные железобетонные конструкции	26
1.3. Технологические особенности изготовления железобетонных конструкций	30
1.3.1. Сборные конструкции	31
1.3.2. Монолитные конструкции	31
1.3.3. Сборно-монолитные конструкции	32

2. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	35
2.1. Основные этапы развития железобетона	35
2.2. Перспективы развития бетонных и железобетонных конструкций	48

3. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	51
3.1. Общие требования, предъявляемые при проектировании железобетонных конструкций	51
3.2. Метод предельных состояний	51
3.2.1. Расчетные условия метода предельных состояний	51
3.2.2. Нормирование коэффициентов безопасности в методе предельных состояний	54
3.3. Идеализация железобетонных конструкций	56
3.4. Воздействия на железобетонные конструкции в методе предельных состояний	59
3.5. Нормативные и расчетные характеристики материалов в методе предельных состояний	64
3.6. Методы расчетов конструкций	69
3.7. Долговечность конструкций	76
3.7.1. Конструктивные требования для обеспечения долговечности железобетонных элементов. Защитный слой бетона	77

4. БЕТОН.....	79
4.1. Общие сведения о сопротивлении бетона	79
4.2. Диаграмма деформирования бетона как обобщенная характеристика его механических свойств. Параметрические точки диаграммы деформирования.....	85
4.3. Прочностные характеристики бетона	90
4.4. Деформативность бетона.....	99
4.4.1. Объемные деформации бетона.....	99
4.4.1.1. Усадка и набухание	99
4.4.1.2. Температурные деформации бетона.....	103
4.4.2. Силовые деформации бетона	103
4.4.2.1. Деформации бетона при однократном кратковременном нагружении	104
4.4.2.2. Деформации бетона при длительном действии нагрузки. Ползучесть бетона.....	109
4.5. Диаграммы деформирования бетона при нелинейных расчетах конструкций.....	115
4.5.1. Нормативные и расчетные диаграммы деформирования бетона при сжатии	115
4.5.2. Диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении	119
4.5.3. Трансформированные диаграммы деформирования бетона для расчета элементов с диагональными трещинами (плоское напряженное состояние «сжатие–растяжение»).....	120
4.6. Бетоны нового поколения.....	123
<hr/>	
5. АРМАТУРА ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	127
5.1. Требования, предъявляемые к арматуре.....	127
5.2. Механические свойства арматурных сталей	130
5.3. Классы арматуры, соответствующие им нормативные и расчетные сопротивления	131
5.3.1. Арматура для конструкций без предварительного напряжения.....	131
5.3.2. Арматура для предварительно напряженных конструкций	133
5.4. Деформативные характеристики арматуры.....	134
5.5. Совместная работа арматуры с бетоном.....	134
<hr/>	
6. РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ	142
6.1. Экспериментально-теоретические основы сопротивления железобетонного элемента при действии изгибающих моментов и продольных сил.....	142
6.2. Общий метод расчет железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил	156

6.3. Упрощенные деформационные методы расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов при действии продольных усилий и изгибающих моментов.....	175
6.3.1. Предпосылки и допущения метода.....	175
6.3.2. Изгибаемые железобетонные элементы.....	179
6.3.2.1. Прямоугольное сечение с одиночным армированием.....	179
6.3.2.2. Прямоугольное сечение с двойным армированием.....	191
6.3.2.3. Тавровые и двутавровые сечения.....	194
6.3.3. Сжатые железобетонные элементы.....	199
6.3.3.1. Внецентренно сжатые элементы.....	199
6.3.3.2. Учет влияния продольного изгиба при расчете прочности внецентренно сжатых элементов.....	211
6.3.4. Сжатые бетонные элементы.....	228
6.3.5. Растянутые элементы.....	231
6.3.5.1. Центральные растянутые элементы.....	231
6.3.5.2. Внецентренно растянутые элементы.....	231
6.4. Расчет прочности нормальных сечений железобетонных конструкций по методу предельных усилий.....	238
6.4.1. Общие положения.....	238
6.4.2. Критерий, определяющий расчетный случай разрушения по нормальному сечению в методе предельных усилий.....	238
6.4.3. Расчетные уравнения методов предельных усилий.....	242
6.4.3.1. Изгибаемые элементы.....	242
6.4.3.2. Внецентренно сжатые элементы.....	244
6.4.3.3. Растянутые элементы.....	245
Примеры расчета.....	247

7. РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ.....	265
7.1. Сопrotивление железобетонного элемента срезу и формы разрушения наклонного сечения.....	265
7.2. Напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента с диагональными трещинами.....	270
7.3. Упрощенный вариант общего метода расчета прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.....	276
7.3.1. Предпосылки и допущения метода.....	276
7.3.2. Расчетные уравнения общего метода.....	278
7.3.3. Расчет поперечного армирования в рамках общего метода.....	283
7.4. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов без поперечного армирования.....	288
7.5. Расчет прочности элементов на действие поперечной силы на основе расчетной модели наклонных сечений (модель наклонных сечений).....	291

7.5.1. Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине	292
7.5.1.1. Определение расчетной длины проекции наклонной трещины	295
7.5.1.2. Практические методы расчета прочности наклонных сечений элементов, армированных хомутами без отгибов, при действии равномерно распределенной нагрузки q	296
7.5.2. Расчет элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине	300
7.6. Метод ферменной аналогии (стержневая модель).....	302
7.6.1. Проверка прочности наклонного сечения.....	305
7.6.2. Расчет поперечного армирования	308
7.6.3. Срез железобетонных элементов с переменной высотой сечения	314
7.6.4. Срез между стенкой и полкой в тавровых сечениях.....	314
Примеры расчета	316

8. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ МЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ.....	333
8.1. Расчет прочности железобетонных элементов на местное сжатие (смятие)	333
8.1.1. Расчет прочности на смятие неармированных элементов	334
8.1.2. Расчет прочности на смятие элементов с косвенным армированием	336
8.2. Продавливание (местный срез).....	337
8.2.1. Общие положения и определения.....	337
8.2.2. Положение критического сечения для плит переменной толщины (капители колонн).....	339
8.2.3. Расчетные условия при проверке прочности на продавливание (местный срез)	340
Примеры расчета	343

9. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ КРУТЯЩИХ МОМЕНТОВ	349
9.1. Расчетная модель пространственного сечения	350
9.2. Модель пространственной фермы.....	358
9.2.1. Прочность на кручение	361
9.2.2. Прочность на кручение в сочетании с изгибом, осевыми усилиями и срезом.....	363
Примеры расчетов.....	367

10. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	372
10.1. Сопrotивление железобетонного элемента раскрытию нормальных трещин.....	375
10.1.1. Средние деформации растянутой арматуры	375
10.1.2. Расстояние между наклонными трещинами.....	380
10.1.3. Расчет ширины раскрытия нормальных трещин	383
10.1.4. Минимальная площадь армирования с позиций ограничения ширины раскрытия трещин	387
10.2. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин.....	390

11. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ.....	392
11.1. Предельно допустимые прогибы	392
11.2. Расчетные модели для определения прогибов	394
11.3. Прогибы железобетонных элементов, работающих без трещин.....	395
11.4. Прогибы железобетонных элементов, работающих с трещинами.....	399
11.4.1. Определение кривизны железобетонного элемента, работающего с трещинами.....	399
11.4.2. Определение изгибной жесткости элемента, работающего с нормальными трещинами.....	401
11.4.3. Упрощенный способ проверки прогибов	403

12. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	406
12.1. Общие сведения.....	406
12.2. Классификация предварительно напряженных конструкций.....	408
12.3. Методы и способы предварительного напряжения в конструкции	410
12.4. Железобетонные и предварительно напряженные конструкции. Сущность предварительно напряженных конструкций	412
12.5. Назначение величины предварительного напряжения.....	417
12.6. Потери предварительного напряжения	419
12.6.1. Виды потерь предварительного напряжения	419
12.6.2. Определение потерь предварительного напряжения	421
12.6.2.1. Потери от внутреннего трения в натяжных устройствах ...	421
12.6.2.2. Потери предварительного напряжения, вызванные трением о стенки каналов или о поверхность бетона конструкции.....	422
12.6.2.3. Потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах.....	425
12.6.2.4. Потери предварительного напряжения в результате упругих деформаций бетона.....	427

12.6.2.5.	Потери предварительного напряжения от релаксации стали.....	429
12.6.2.6.	Потери предварительного напряжения арматуры от температурного перепада	430
12.6.2.7.	Потери предварительного напряжения арматуры от деформации анкеров	430
12.6.2.8.	Потери, вызванные деформациями стальной формы	430
12.6.2.9.	Длительные потери предварительного напряжения, вызванные усадкой, ползучестью бетона и длительной релаксацией арматуры	431
12.6.2.10.	Потери предварительного напряжения от смятия бетона...	433
12.6.2.11.	Потери, вызванные деформациями обжатия стыков	433
12.7.	Усилие предварительного обжатия.....	434
12.8.	Нормальные напряжения при обжатии	435
12.9.	Определение основных параметров самоупругения при физико-химическом способе предварительного напряжения конструкций	436
12.10.	Особенности расчетов предварительно напряженных конструкций	439
12.10.1.	Общие положения.....	439
12.10.2.	Особенности расчета предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям первой группы	440
12.10.2.1.	Расчет предварительно напряженных элементов по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил	440
12.10.2.2.	Особенности расчетов предварительно напряженных элементов при действии поперечной силы (среза).....	447
12.10.3.	Особенности расчетов предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям второй группы.....	447
12.10.3.1.	Расчет при действии изгибающих моментов и продольных сил	447
12.10.3.2.	Расчет ширины раскрытия трещин	449
12.10.3.3.	Расчет прогибов.....	450
12.10.4.	Расчет предварительно напряженной конструкции при передаче усилия предварительного обжатия (начальная ситуация).....	451
12.10.4.1.	Ограничение напряжений в бетоне	451
12.10.4.2.	Прочность предварительно напряженного элемента в момент передачи усилия обжатия	451
12.10.4.3.	Трещинообразование и прогибы	452
12.10.5.	Требования к анкерровке напрягаемой арматуры.....	452
12.10.6.	Конструктивные требования при проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций.....	453
12.10.6.1.	Общие положения	453
12.10.6.2.	Размещение арматуры в сечении.....	453
12.10.6.3.	Защитный слой бетона.....	454
Примеры расчета.....		456
ПРИЛОЖЕНИЕ		460
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....		463

ПРЕДИСЛОВИЕ

Издание настоящего курса лекций обусловлено изменением методов расчета обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций, разработанных на базе новых научных данных в области материаловедения, технологии бетона, сопротивления бетона и арматуры внешним воздействиям.

Внесение в нормативные документы диаграмм деформирования, связывающих напряжения и деформации материалов в процессе нагружения (в том числе и при сложных видах напряженно-деформированного состояния), позволили существенно усовершенствовать методы расчета железобетонных и предварительно напряженных конструкций, приблизить расчетные модели к действительной физической работе элементов из железобетона, сделать их общими и избавить от целого ряда условностей и, порой труднообъяснимых, эмпирических зависимостей.

В 2002 году утверждены первые Строительные Нормы Республики Беларусь СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции», вводимые взамен СНиП 2.03.01–84*, положения которого практически не обновлялись в течение почти 20 лет, в силу чего целый ряд его разделов требует уточнения, дополнения или полной переработки. Вместе с тем, мировой опыт нормотворчества свидетельствует о том, что нормативные документы по проектированию железобетонных конструкций претерпевают постоянные изменения, дополнения и переиздаются каждые 5..10 лет. При этом, хотя и непросто, идет процесс гармонизации нормативных документов различных стран.

Показательным примером гармонизации нормативных документов является разработка в рамках Европейского сообщества единых европейских норм по проектированию строительных конструкций – *Еврокодов (Eurocodes)*, которых к настоящему времени насчитывается девять, в том числе *Еврокод–2 (Eurocode–2)* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Разработка единых европейских норм направлена на обеспечение возможностей свободного перемещения между государствами продукции, материалов, технологий, услуг и научной мысли в области строительства.

Еще в начале восьмидесятых годов прошлого столетия проф. *А.А. Гвоздев* указывал на необходимость гармонизации СНиП с зарубежными нормами (в первую очередь европейскими), в части буквенных обозначений, выработки единых подхо-

дов к нормированию характеристик свойств материалов, назначению коэффициентов безопасности. Однако этот важный этап по совершенствованию СНиП до настоящего времени, к сожалению, не был реализован. В рамках СНГ так и не удалось приступить к разработке единых норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций, которые, являясь общим межгосударственным нормативным документом, могли бы заменить действующий СНиП 2.03.01–84*. В значительной степени этот процесс сдерживается тем обстоятельством, что в государствах, входящих в состав СНГ, приняты разные концептуальные подходы как к созданию национальной нормативной базы в строительстве, так и конкретно к построению и содержанию нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций.

В настоящее время выпускникам ВУЗов, ученым, специалистам Республики Беларусь, работающим в строительной отрасли, в своей практической деятельности приходится сталкиваться с едиными европейскими нормами (*Еврокодами*), программным обеспечением, построенным на их основе, пользоваться научной и технической литературой других стран, получаемой через сеть Интернет. Гармонизация нормативных документов будет в значительной степени способствовать повышению качества строительства, расширению возможностей проектных и строительных организаций при работе по совместным проектам с зарубежными фирмами и инвесторами, облегчит процесс адаптации молодых специалистов, ученых и аспирантов при использовании опубликованных результатов зарубежных исследований.

В настоящем курсе лекций рассмотрены основы теории расчета и конструирования железобетонных конструкций с подробным изложением и анализом положений, принятых в нормах СНБ 5.03.01 «Бетонные и железобетонные конструкции», Еврокоде–2 и нормах других стран.

Принятое построение курса лекций будет способствовать, на наш взгляд, более глубокому пониманию и усвоению материала, который авторы стремились изложить в доходчивой форме, с иллюстрациями и примерами расчетов.

Настоящий курс лекций предназначен для студентов строительных специальностей высших учебных заведений, изучающих теорию, методы расчета и конструирования железобетонных конструкций, положенные в основу первых Строительных Норм Беларуси СНБ 5.03.01–02, разработанных техническим комитетом по стандартизации ТКС–8 (руководитель проф. *Н.П. Блещик*) в рамках программы создания национального комплекса нормативно-технических документов в строительстве. Над первыми Строительными Нормами Беларуси под руководством проф. *Т.М. Пецольда* и проф. *В.В. Тура* работала творческая группа, в состав которой входили *Н.П. Блещик, В.Н. Деркач, Д.Д. Жуков, В.Г. Казачек, А.А. Кондратчик, Д.Н. Лазовский, А.И. Мордич, Г.П. Пастушков, Д.П. Подобед, Н.А. Рак, О.А. Рочняк, В.В. Терин* и *И.М. Шуберт*.

Программное обеспечение расчетов на ЭВМ по СНБ 5.03.01 разработано проф. *Д.Н. Лазовским* и доцентом *Д.О. Глуховым*.

Предисловие, главы 1 и 2 написаны проф. *Т.М. Пецольдом*; главы 2, 4, 6 – проф. *В.В. Туром* и проф. *Т.М. Пецольдом* совместно; главы 7, 10, 11 – проф. *В.В. Туром*; глава 8 – доц. *Н.А. Раком*; глава 9 – доц. *Д.Д. Жуковым* и доц. *И.М. Шуберт* совместно; глава 12 – проф. *В.В. Туром*, проф. *Т.М. Пецольдом*, проф. *Г.П. Пастушковым* и проф. *Д.П. Подобедом* совместно.

Разделы 4.1–4.3 главы 4 написаны проф. *В.В. Туром* и проф. *Н.П. Блещиком* совместно; разделы 5.1–5.4 главы 5 – проф. *Т.М. Пецольдом* и доц. *В.Д. Териним* совместно; раздел 5.5 главы 5 – проф. *В.В. Туром*; раздел 6.1 главы 6 – проф. *В.В. Туром*, проф. *Д.Н. Лазовским*, доц. *Н.А. Раком* совместно; п. 6.3.3.2 главы 6 – проф. *В.Г. Казачком*; разделы 7.4–7.6 главы 7 – проф. *А.А. Кондратчиком*, разделы 12.10.2–12.10.4 – проф. *В.В. Туром*, проф. *Г.П. Пастушковым*, доц. *Д.П. Подобедом*; примеры расчетов к главам 7 и 12 выполнены инж. *А.В. Щербачем*.

Редактирование всех глав курса лекций выполнено заслуженным деятелем науки РБ, д.т.н., проф. *Т.М. Пецольдом* и д.т.н., проф. *В.В. Туром*.

Авторы выражают глубокую благодарность рецензентам – зав. каф. «Строительные конструкции, здания и сооружения» МГТУ к.т.н., доценту *С.Д. Семенюку* и зам. директора Научно-исследовательского и конструкторского учреждения «Технический центр» Минархстроя РБ к.т.н. *В.Н. Деркачу*, а также сотрудниками БГТУ и БНТУ (*В.В. Малыха* и *И.В. Даниленко*) за большую помощь при подготовке рукописи лекций.

Учитывая то обстоятельство, что в представленной редакции настоящий учебник выходит впервые, авторы будут признательны за высказанные замечания, пожелания и рекомендации, которые будут использованы в дальнейшей работе.

Брест–Минск, 2002 г.

проф. *Т.М. Пецольд*
проф. *В.В. Тур*

ОСНОВНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ, УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ, ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

Определения и термины

В настоящем курсе лекций использованы следующие основные определения и термины, принятые в соответствии с разделом 3 СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные» [1]:

Арматура – линейно протяженные элементы, предназначенные в железобетонной конструкции для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий. В зданиях и сооружениях применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.

Арматура конструктивная – арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

Арматура монтажная – арматура, определяемая исходя из требований монтажа конструкции.

Арматура напрягаемая – арматура, подвергаемая предварительному натяжению перед либо в процессе передачи усилия обжатия на бетон.

Арматура рабочая – арматура, назначаемая по расчету.

Воздействия

- силы, приложенные непосредственно к конструкции и вызывающие в элементах конструкции напряжения либо их перемещения, определяемые термином «*воздействие непосредственное или прямое*» или «*нагрузка*», а так же
- деформации элементов конструкций, вызванные перемещениями связей, соединяющих их с другими элементами, осадками оснований либо собственными деформациями (например, неравномерные осадки, усадка, ползучесть бетона, температурные изменения), вызывающими реактивные силы, которые определяют как «*косвенные или не прямые*» воздействия.

Каркас арматурный – объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

Класс арматуры – показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующей нормативному сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм^2) (например S240).

Класс бетона по прочности – количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой C и числами, выражающими значения нормативного сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм^2 (МПа), например C¹²/₁₅ (перед

чертой – значение нормативного сопротивления f_{ck} (Н/мм²), после черты – гарантированная прочность бетона $f_{c, cube}^G$ (Н/мм²)).

Конструкции бетонные – конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете; расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном.

Конструкции железобетонные – конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

Конструкции железобетонные сборно-монолитные – конструкции, получаемые при обеспечении совместной работы одного или нескольких ранее изготовленных сборных железобетонных элементов и объединяющего их монолитного бетона, выполняемого в условиях строительной площадки.

Конструкции предварительно напряженные железобетонные – конструкции, в которых начальное натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе их изготовления и эксплуатации. Следует различать:

- **конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на упоры** – конструкции, в которых натяжение напрягаемой арматуры выполняют до их бетонирования, а усилие предварительного обжатия передают на затвердевший бетон, имеющий требуемую начальную прочность, главным образом, посредством сил сцепления арматуры с бетоном конструкции;
- **конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на бетон** – конструкции, в которых натяжение арматуры выполняют непосредственно на затвердевший бетон заданной прочности, а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию при помощи механического закрепления арматуры с возможным последующим инъецированием каналов раствором или другими материалами;
- **конструкции самонапряженные** – конструкции, в которых натяжение арматуры осуществляется при расширении напрягающего бетона в процессе его твердения, а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию посредством сил сцепления арматуры с бетоном либо за счет механического закрепления.

Кроме того, различают:

- конструкции предварительно напряженные *без сцепления арматуры с бетоном*, располагаемой в каналах, в которых антикоррозионную защиту арматуры обеспечивают при помощи специальных покрытий;
- конструкции предварительно напряженные *с внешним армированием*, в которых рабочее армирование размещают вне бетонного сечения со специальной защитой от коррозии и воздействия огня;
- конструкции предварительно напряженные *со смешанным армированием*, в которых лишь часть рабочей арматуры подвергают предварительному напряжению.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s – коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем f_{yk} (f_{pk}), а так же отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c – коэффициент, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона (f_{ck} , f_{ctk}) ниже нормативных значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Марка бетона по водонепроницаемости отвечает гарантированному значению давления воды, выдерживаемому бетоном без ее просачивания, обозначаемая буквой W и числом, соответствующим давлению (в атм.) (например W12) и устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов.

Марка бетона по морозостойкости – установленное нормами минимальное число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, испытанных по базовым методам, при которых сохраняются первоначальные физико-механические свойства в нормируемых пределах, обозначенная буквой F и числом, выражающим количество циклов (например, F100).

Марка бетона по плотности отвечает гарантированному значению объемной массы бетона в кг/м^3 , обозначается буквой D и числом, выражающим значение объемной массы бетона (например, D2000) и устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов.

Марка напрягающего бетона по самоупрочению представляет собой гарантированное значение предварительного напряжения сжатия в бетоне (самоупрочения, в Н/мм^2), создаваемого в результате его расширения в условиях внешнего ограничения, эквивалентного армированию $\rho_l = 1\%$, обозначается Sp и числом, выражающим значение самоупрочения (например, Sp2.0), определяемого в соответствии с требованиями стандартов.

Модель расчетная – идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции либо ее элемента.

Надежность железобетонной конструкции – свойство конструкции выполнять заданные функции, сохраняя во времени значения установленных эксплуатационных показателей в заданных пределах, соответствующих требуемым режимам и условиям использования, технического обслуживания, ремонтов, хранения и транспортировки.

Сетка арматурная – плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой; форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

Система конструктивная – совокупность несущих элементов (конструкций), образующих по определенным правилам пространственную систему, обеспечивающую заданные эксплуатационные функции здания или сооружения.

Ситуация расчетная – совокупность физических условий, касающихся некоторого определенного периода времени, для которого следует подтверждать расчетом, что предельное состояние конструкции не будет превышено.

При расчете конструкций должны рассматриваться расчетные ситуации, установленные в соответствии с ГОСТ 27751.

Прочность бетона на осевое сжатие f_c – максимальные сжимающие напряжения в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования.

Прочность бетона на осевое сжатие гарантированная $f_{c, cube}^G$ – прочность, определяемая при осевом сжатии кубов размером $150 \times 150 \times 150$ мм с учетом статистической изменчивости при обеспеченности $0,95$, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами.

Сопротивление арматуры нормативное f_{yk} ($f_{02k} = f_{pk}$) – гарантируемое производителем значение физического либо условного предела текучести арматуры с обеспеченностью $0,95$ согласно соответствующим стандартам.

Сопротивление арматуры расчетное f_{yd} – прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением нормативного сопротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры (γ_s).

Сопротивление бетона осевому растяжению нормативное f_{ctk} ($f_{ctk,0.05}$) – 5 % квантиль статического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Сопротивление бетона осевому сжатию нормативное f_{ck} – сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, определенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности $0,95$, которое допускается принимать равным $f_{ck} = 0,8 f_{c, cube}^G$.

Сопротивление бетона осевому сжатию среднее (f_{cm}) – прочность, определяемая при осевом сжатии призм или цилиндров без учета статистической изменчивости свойств бетона.

Сопротивление бетона расчетное (сжатию – f_{cd} ; растяжению – f_{ctd}) – сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по I и II группам предельных состояний и получаемое путем деления нормативных значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c .

Сопротивление напрягаемой арматуры расчетное f_{02d} (f_{pd}) – значение f_{02k} (f_{pk}), деленное на частный коэффициент безопасности для напрягаемой арматуры (γ_s).

Состояние предельное – это такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

Эксплуатация нормальная – эксплуатация, осуществляемая без ограничений в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормах и заданиях на проектирование.

Условные обозначения

Использованные в настоящем курсе лекций основные символы и условные обозначения приняты в соответствии с разделом 4 СНБ 5.03.01–02 и ISO 3898 [10].

Основные символы

Прописные буквы латинского алфавита

A – площадь;

B – жесткость изгибаемого железобетонного элемента;

C – фиксированное значение, константа, класс бетона;
 E – модуль упругости;
 F – воздействие, сила;
 G – модуль сдвига, постоянное воздействие;
 I – момент инерции;
 M – момент, изгибающий момент;
 N – осевая (продольная) сила;
 P – усилие предварительного напряжения;
 Q – переменное воздействие;
 R – сопротивление;
 S – статический момент, внутреннее усилие;
 T – крутящий момент;
 V – поперечная (перерезывающая) сила;
 W – момент сопротивления;
 X – значение, характеризующее свойства материала.

Строчные буквы латинского алфавита

a – расстояние, геометрический размер;
 b – ширина (например сечения);
 c – толщина защитного слоя;
 d – диаметр, глубина, рабочая высота (сечения);
 e – эксцентриситет;
 g – равномерно распределенная постоянная нагрузка;
 f – прочность (материала);
 h – высота;
 i – радиус инерции;
 k – коэффициент, кривизна;
 l – длина, пролет;
 m – масса, удельный изгибающий момент;
 n – число;
 q – равномерно распределенная временная нагрузка;
 r – радиус, коэффициент;
 t – толщина;
 u, v, w – компоненты вектора перемещений в точке;
 x, y, z – координаты.

Строчные буквы греческого алфавита

α – угол, отношение;
 β – угол; коэффициент, отношение;
 γ – частный коэффициент безопасности;
 ε – относительная деформация;
 λ – отношение;
 μ – коэффициент трения;
 ν – коэффициент поперечных деформаций (Пуассона);
 ρ – плотность;
 σ – нормальные напряжения;

τ – касательные напряжения;
 ψ – коэффициент.

Индексы

a – конструкционная сталь;
c – бетон, сжатие;
cr (или *crit*) – критический;
d – расчетное значение;
dir – прямое;
eff – эффективное;
ext – внешний;
int – внутренний;
k – нормативное значение;
l – нижнее;
m – материал, среднее (значение), изгиб;
max – максимум;
min – минимум;
nom – номинальное (значение);
p (или *P*) – усилие обжатия;
pl – пластический;
s – арматурная сталь;
sup – верхнее (значение);
t (или *ten*) – растяжение;
tor – кручение;
u – предельное (значение);

Обозначения

Прописные буквы латинского алфавита

A – площадь сечения;
A_c – площадь сечения бетона;
A_{cc} – площадь сечения бетона в сжатой зоне;
A_{c,eff} – эффективная площадь растянутой зоны сечения;
A_{c0} – площадь смятия;
A_{c1} – площадь распределения при расчете на смятие;
A_{core} – площадь сечения в пределах косвенного (кольцевого) армирования;
A_{crit} – критическая площадь, заключенная внутри критического сечения;
A_{ct} – площадь сечения бетона растянутой зоны;
A_d – расчетное значение особого воздействия;
A_{load} – площадь поверхности, к которой приложена сосредоточенная сила;
A_p – площадь сечения напрягаемой арматуры;
A_{p1} – площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой или менее сжатой зоне сечения;
A_{p2} – площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой (от действия нагрузок) зоне сечения;
A_s – площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
A_{s1} – площадь сечения растянутой либо наименее сжатой арматуры

- A_{s2} – площадь сечения сжатой либо наименее растянутой арматуры;
- A_{sf} – площадь сечения арматуры в полке элемента таврового сечения;
- $A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении;
- A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;
- B – жесткость изгибаемого железобетонного элемента;
- $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона (с учетом длительного действия нагрузки);
- E_{cm} – среднее значение модуля упругости;
- E_s – модуль упругости арматуры;
- F – сила, воздействие;
- F_c – равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
- F_s – равнодействующая усилий в арматуре;
- H – горизонтальное усилие (распор);
- I – момент инерции сечения;
- I_c – момент инерции бетонного сечения, определенный относительно оси, проходящей через центр тяжести этого сечения;
- I_s – момент инерции арматуры, рассчитанный относительно оси, проходящей через центр тяжести бетонного сечения;
- M – изгибающий момент;
- M_{cr} – момент, соответствующий образованию трещин;
- M_{Rd} – несущая способность сечения при изгибе;
- M_{Sd} – расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки;
- $M_{Sd,x}$ – расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, определенный относительно оси Y ;
- $M_{Sd,y}$ – то же относительно оси X ;
- N – продольная сила;
- N_{cr} – осевая сила, приводящая к появлению трещин;
- N_{crit} – условная критическая продольная сила;
- N_p – продольное усилие предварительного обжатия;
- N_{Rd} – несущая способность при действии продольного усилия;
- N_{Sd} – расчетная продольная сила от внешнего воздействия;
- $N_{Sd,z}$ – продольная сила от внешней нагрузки по направлению оси Z ;
- $N_{Sd,t}$ – расчетная продольная сила от постоянной нагрузки;
- P_d – расчетное значение усилия предварительного напряжения;
- $P_{k,inf}$ – нижний предел усилия предварительного напряжения в эксплуатационной стадии;
- $P_{k,sup}$ – верхний предел усилия предварительного напряжения в эксплуатационной стадии;
- $P_{m,0}$ – среднее значение усилия предварительного напряжения в момент времени $t = t_0$;
- $P_{m,t}$ – среднее значение усилия предварительного напряжения к моменту времени $t > t_0$;
- $P_{m,\infty}$ – среднее значение усилия предварительного напряжения с учетом полных потерь;

- P_o – начальное значение усилия предварительного напряжения (без учета потерь);
- ΔP_c – потери усилия предварительного напряжения, вызванные упругими деформациями бетона;
- ΔP_{ir} – потери усилия предварительного напряжения, вызванные релаксацией напряжений в напрягаемой арматуре;
- ΔP_{sl} – потери усилия предварительного напряжения, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах;
- ΔP_A – потери усилия предварительного напряжения от деформации анкеров;
- $\Delta P_{t(t)}$ – потери усилия предварительного напряжения к моменту времени t , вызванные усадкой и ползучестью бетона, а так же релаксацией напряжений в напрягаемой арматуре;
- $\Delta P_{\Delta T}$ – потери усилия предварительного напряжения, вызванные температурным перепадом;
- $\Delta P_{\mu(x)}$ – потери усилия предварительного напряжения из-за трения арматурных элементов о стенки каналов;
- Q – переменное воздействие.
- S – статический момент;
- S_c – статический момент сжатой зоны сечения, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- S_{cN} – статический момент сжатой зоны сечения, рассчитанный относительно оси действия силы N_{Sd} , приложенной с эксцентриситетом e_{od} ;
- S_{p2} – статический момент площади сечения напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- T_d – расчетное растягивающее усилие в продольной арматуре при проверке прочности наклонного сечения;
- T_{Rd1} – предельный крутящий момент, воспринимаемый сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);
- T_{Rd2} – предельный крутящий момент, воспринимаемый арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре);
- T_{sd} – расчетный крутящий момент, вызванный нагрузкой;
- V_{cd} – расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;
- $V_{Rd,ct}$ – расчетная несущая способность на поперечную силу элементов без поперечного армирования;
- $V_{Rd,max}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;
- $V_{Rd,sy}$ – расчетная несущая способность на поперечную силу элементов с поперечным армированием;
- V_{Sd} – расчетная поперечная сила, вызванная нагрузкой;
- W_c – момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала.

Строчные буквы латинского алфавита

- a_{lim} – предельный (допустимый) прогиб;
- a_p – проскальзывание арматурного стержня в анкере;
- b'_{eff} – эффективная ширина полки тавровых сечений;
- b_j – ширина поверхности соединения (стыка) сборного элемента и монолитной части в сборно-монолитной конструкции;
- b_w – ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;
- d_g – максимальная крупность заполнителя;
- e_a – случайный эксцентриситет;
- e_e – расчетный эксцентриситет;
- e_o – начальный эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба) относительно центра тяжести приведенного сечения;
- e_{s1} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- e_{s2} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой арматуры;
- f_c – прочность бетона на сжатие при одноосном напряженном состоянии;
- f_c^G – гарантированная прочность бетона;
- f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;
- f_{cd}^* – расчетное сопротивление бетона сжатию для бетонных конструкций;
- f_{ck} – нормативное (характеристическое) сопротивление бетона сжатию;
- f_{cm} – средняя прочность бетона на осевое сжатие;
- f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;
- f_{ctk} – нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее 5 % квантилю статистического распределения прочности $f_{ctk,0.05}$;
- $f_{ctk,0.95}$ – 95 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение;
- f_{ctm} – средняя прочность бетона на осевое растяжение;
- f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию;
- f_{pd} – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры;
- f_{pk} – нормативное сопротивление высокопрочной арматуры;
- f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры;
- f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры;
- h'_f – высота (толщина) полки таврового сечения
- k_f – коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия бетона при расчете на смятие;
- k_u – коэффициент эффективности бокового обжатия бетона при расчете на смятие;
- l_b – базовая длина анкеровки арматуры;
- l_{bp} – расчетная длина анкеровки напрягаемой арматуры;
- l_{col} – расстояния между точками закрепления стойки (колонны);
- l_{core} – диаметр ядра бетонного кольцевого сечения;
- l_{eff} – расчетный пролет;
- l_n – пролет в свету между опорами;

- l_o – расчетная длина стойки;
- n_w – число поперечных стержней в сечении;
- r_{inf} – коэффициент, определяющий нижнее значение усилия предварительного напряжения в стадии эксплуатации;
- r_{sup} – коэффициент, определяющий верхнее значение усилия предварительного напряжения в стадии эксплуатации;
- s – шаг поперечной арматуры;
- s_f – расстояние между стержнями поперечной арматуры в полке таврового сечения;
- s_e – расстояние между стержнями арматуры в свету;
- s_n – расстояние между каркасами (сетками) косвенного армирования в зоне сжатия;
- s_{rm} – среднее расстояние между трещинами;
- t – ширина опоры; продолжительность действия нагрузки; эффективная толщина стенки коробчатого сечения;
- u – периметр;
- v – единичная поперечная сила;
- v_{sd} – расчетная поперечная сила на единицу длины;
- w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;
- w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин;
- x – высота сжатой зоны сечения, а так же расстояние от рассматриваемого сечения до точки приложения усилия;
- x_{eff} – эффективная высота сжатой зоны сечения, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне;
- $x_{eff,lim}$ – граничное значение высоты сжатой зоны x_{eff} ;
- z – плечо внутренней пары сил;
- z_{cp} – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения.

Буквы греческого алфавита

- α – угол, коэффициент, а также отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm} ;
- α_e – отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$;
- α_k – коэффициент, учитывающий влияние условий нагружения и опирания элемента при расчете прогибов;
- α_t – коэффициент линейного температурного расширения;
- γ – частный коэффициент безопасности;
- γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона;
- γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры;
- γ_F – частный коэффициент безопасности для воздействия;
- γ_R – частный коэффициент безопасности для усилия предварительного напряжения;
- δ – отношение моментов до и после перераспределения, а также – коэффициент;
- ϵ_c – относительная деформация бетона;

ϵ_{c1}	– относительная деформация бетона, соответствующая прочности на сжатие f_c ;
$\epsilon_{c2}, \epsilon_{c3}$	– относительная деформация бетона, соответствующая расчетному сопротивлению бетона $\alpha \cdot f_{cd}$;
$\epsilon_{(CS, \infty)}$	– предельное значение относительной деформации бетона, вызванной усадкой;
$\epsilon_{cu}, \epsilon_{cu2}, \epsilon_{cu3}$	– относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;
ϵ_s	– относительная деформация арматуры;
ϵ_{sm}	– средняя относительная деформация арматуры для элемента с трещинами;
$\epsilon_{s(t, t_0)}$	– относительные деформации бетона, вызванные усадкой к моменту времени $t > t_0$;
ϵ_{uk}	– относительные деформации арматуры, соответствующие разрыву;
ϵ_{yd}	– относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести;
ξ	– отношение x/d , а также коэффициент;
η	– коэффициент;
θ	– угол;
ν_c	– коэффициент поперечных деформаций бетона;
ν_{cu}	– корректирующий коэффициент для определения расчетной прочности бетона в случае действия местных нагрузок;
ρ_l	– коэффициент продольного армирования;
ρ_p	– коэффициент продольного армирования напрягаемой арматурой;
ρ_r	– коэффициент армирования, отнесенного к эффективной площади растянутого бетона;
ρ_w	– коэффициент поперечного армирования;
σ	– нормальные напряжения;
σ_c	– нормальные напряжения в бетоне;
σ_{cg}	– напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры;
σ_{cN}	– напряжения в бетоне, вызванные внешней продольной силой;
σ_{cNp}	– напряжения в бетоне, вызванные усилием предварительного напряжения;
σ_{cpro}	– начальные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызванные усилием обжатия;
σ_{cR}	– допускаемые напряжения в бетоне при действии многократно-повторной нагрузки;
σ_{ctm}	– средние растягивающие напряжения в бетоне;
σ_N	– напряжения, вызванные внешней силой, нормальной к плоскости стыка в сборно-монолитной конструкции;
$\sigma_{o, max}$	– максимальное напряжение в напрягаемой арматуре;
σ_p	– напряжение в напрягаемой арматуре;
$\sigma_{p, to}$	– начальные напряжения в напрягаемой арматуре непосредственно после передачи натяжения на бетон;

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	– потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре, вызванные усадкой, ползучестью бетона и длительной релаксацией напряжений в момент времени $t > t_0$;
σ_{pr}	– потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре от релаксации напряжений;
σ_s	– напряжения в арматуре;
$\Delta\sigma_{sR}$	– допустимая область изменения напряжений в арматуре при многократно-повторных нагружениях;
τ	– касательные напряжения;
τ_{Rd}	– расчетное сопротивление бетона срезу;
τ_{Rdj}	– несущая способность стыкового соединения на продольный срез, отнесенная к единице поверхности стыка;
τ_{sdj}	– продольные напряжения среза в плоскости стыка сборно-монолитных элементов, вызванные расчетной нагрузкой;
φ	– коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета и гибкости на несущую способность сжатых бетонных элементов;
ω_u	– коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии;
$\omega_{u,max}$	– предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии;
\varnothing	– диаметр арматурного стержня;
\varnothing_d	– диаметр канала в предварительно напряженной конструкции;
$\Phi_{(t,t_0)}$	– коэффициент ползучести для бетона в интервале времени от t_0 до t ;
$\Phi_{(\infty, t_0)}$	– предельное значение коэффициента ползучести для бетона.

Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01 [1], следует использовать следующие единицы измерения:

- силы и нагрузки – кН, кН/м, кН/м²;
- плотность – кг/м³;
- напряжения и прочность – Н/мм² (МПа);
- момент (изгибающий) – кН·м.



ВВЕДЕНИЕ В ТЕОРИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1.1. Сущность железобетона

Бетон, приготавливаемый из смеси вяжущего (в основном портландцемента), заполнителей природного и искусственного происхождения, воды затворения, а при необходимости химических и минеральных добавок, является композитным материалом, обладающим в затвердевшем состоянии наперед заданной прочностью. Несмотря на интенсивное развитие современных технологий, позволяющих получить бетон с прочностью при сжатии до 300 МПа (т.н. *Ultra High Performance Concrete*, см. главу 4), последний по-прежнему остается искусственным камнем, для которого прочность и деформативность при растяжении примерно в 10..20 раз меньше, чем при сжатии.

Поэтому из неармированного бетона, как правило, выполняют конструкции, которые при эксплуатации работают на восприятие сжимающих усилий: массивные фундаменты, сваи, стены, колонны, подпорные стенки и др. В редких случаях допускается работа бетона в элементах с незначительными растягивающими напряжениями, которые не должны превышать его предела прочности при растяжении (например, балки на упругом основании).

Экспериментальные исследования показали, что разрушение изгибаемой бетонной балки начинается с крайних растянутых волокон бетона, в то время как в сжатой зоне сечения напряжения составляют не более 5..10 % от предела прочности бетона при сжатии. Разрушение балки происходит хрупко по сечению, в котором появилась первая трещина. При этом прочность бетона при сжатии оказывается недоиспользованной (рис. 1.1а).

Если растянутую зону сечения (рис. 1.1б) усилить с помощью стальных стержней, проволоки или прокатного профиля, обеспечив их совместную работу с бетоном, то при неизменных геометрических размерах балки можно значительно (в 15..20 раз) повысить ее несущую способность. Это связано с тем, что сталь имеет в десятки раз большее сопротивление растяжению, чем бетон. Поэтому основная идея объединения названных материалов в едином сечении заключена в том, чтобы максимально использовать бетон для восприятия сжимающих усилий, а арматуру – растягивающих.

Таким образом *железобетон представляет собой комплексный строительный материал в виде рационально соединенных для совместной работы в конструкции бетона и стальных стержней.*

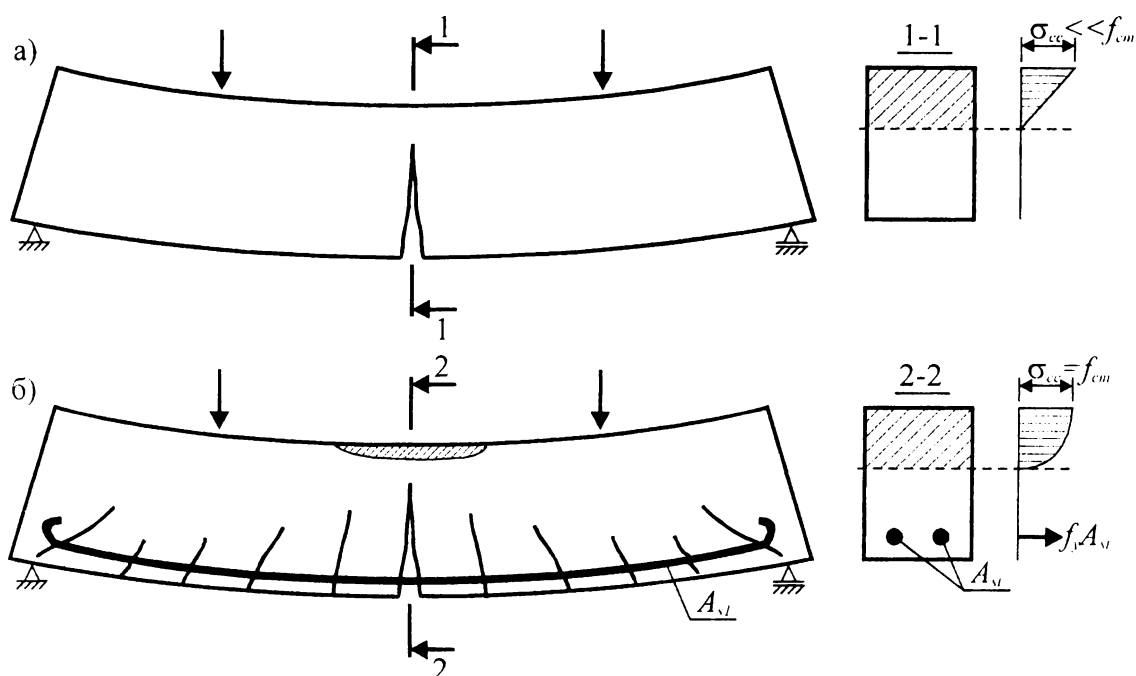


Рис. 1.1.

Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) изгибаемых балок

Название **железобетон** сохранилось в строительной практике скорее по традиции, так как в современном железобетоне применяют не **железо**, в общепринятом смысле этого слова, а маркированную сталь, и поэтому вполне возможным было бы использование термина «**сталебетон**» (как например, в немецком языке «*stahlbeton*»). В дальнейшем изложении для обозначения стальных стержней, проволоки, канатов, будем пользоваться общепринятым в отечественной технической литературе термином «**арматура**» (от латинского слова «*armatura*» – вооружение).

Наиболее эффективным видом армирования является стальная арматура, которая одинаково хорошо сопротивляется растяжению и сжатию. Поэтому, часто, чтобы повысить несущую способность балок не изменяя геометрических размеров ее сечения, стержневую арматуру устанавливают не только в растянутой зоне сечения, но и в сжатой.

Наличие арматуры в растянутой зоне сечения железобетонного изгибаемого или внецентренно сжатого элемента кардинально меняет картину трещинообразования растянутой зоны (рис. 1.1б). В нормально армированном железобетонном элементе раскрытию трещин препятствует арматура, имеющая сцепление с бетоном, количество трещин увеличивается, их распределение становится практически равномерным по длине балки. Кроме того, в приопорных зонах балки, работающих в условиях плоского напряженно-деформированного состояния, при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил возможно образование наклонных трещин (рис. 1.1б). Как правило, в момент образования трещин нагрузка на балку составляет всего 15..20 % от предельной, при которой наступает ее разрушение. В сечениях с трещиной бетон выключается из работы, а растягивающие усилия воспринимает арматура.

Изменяя количество арматуры, располагаемой в растянутой зоне сечения балки (при прочих равных условиях) можно легко изменить характер ее разрушения: добиться разрушения по сжатой зоне сечения при достижении бетоном предельных деформаций (переармированные сечения) или по растянутой зоне при достижении

предельных деформаций растянутой арматурой (сечения с низким и нормальным содержанием растянутой арматуры).

Железобетон является экономически эффективным для различных типов конструкций зданий и сооружений, таких как фундаменты, колонны, балочные и рамные системы, пространственные и другие конструкции. В настоящее время железобетон вышел за рамки его применения только в строительстве. Имеется множество примеров его успешного применения в машиностроении, приборостроении, при возведении платформ для добычи нефти и газа, и др. (см. рис. 2.7).

Рассмотрим, какие же *преимущества* способствовали столь широкому и эффективному применению железобетона.

Работа бетона и арматуры, материалов с различными свойствами и характеристиками, стала возможной благодаря хорошему сцеплению арматуры с бетоном, что обеспечивает их совместную деформацию до определенного уровня напряжений. Бетон и сталь при изменении температуры в пределах $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ (что отвечает требованиям эксплуатации большинства строительных конструкций) имеют близкие коэффициенты температурного линейного расширения (для стали, приблизительно $0,000012$, а для бетона в пределах от $0,000007$ до $0,00001$ в зависимости от вида бетона). Это позволяет избежать внутренних напряжений, которые могут привести к нарушению сцепления арматуры с бетоном.

Важным преимуществом является и то, что бетон надежно защищает арматуру от воздействия агрессивных сред, которые способны вызвать ее коррозию, предохраняет от воздействия огня при пожаре. Щелочной характер химической реакции твердения вяжущего, с образованием на поверхности стальной арматуры пассивирующей пленки, уменьшает опасность ее коррозии.

К основным *недостаткам* железобетонных конструкций следует отнести большой собственный вес, т.е. массивность конструкций, по сравнению, например, с металлическими конструкциями, раннее образование трещин в растянутой зоне сечения и способствует быстрому росту прогибов элементов.

К моменту образования трещин в окружающем бетоне напряжения в арматуре составляют всего $20..30$ МПа, а при достижении предельно допустимой ширины раскрытия трещин ($0,3\div 0,4$ мм) – $150..250$ МПа. Учитывая, что модуль упругости арматуры изменяется незначительно, в обычном железобетоне не рационально применять высокопрочную арматурную сталь, так как ее прочностные характеристики будут недоиспользованы и, как правило, предельные усилия, которые способно воспринять конструкция будут оцениваться исходя из предельно допустимых значений ширины раскрытия трещин и прогибов, а не по прочности.

1.2. Предварительно напряженные железобетонные конструкции

Конкуренция с металлическими конструкциями и расширение областей применения железобетона, стремление максимально уменьшить влияние перечисленных выше недостатков, привели к созданию предварительного напряжения бетона железобетонных конструкций.

Практически создание и внедрение предварительно напряженных конструкций явилось *вторым рождением* железобетона на качественно более высоком уровне.

Предварительное напряжение позволило повысить трещиностойкость, жесткость и значительно уменьшить собственный вес конструкций, сделав их не только конкурентоспособными с металлическими конструкциями, но и более экономичными при изготовлении и эксплуатации.

Идея предварительно напряженного железобетона заключается в том, что в процессе изготовления конструкции до приложения нагрузки в бетоне создается искусственное напряженное состояние, которое можно целенаправленно регулировать. Как правило, предварительное напряжение элемента выполняют таким образом, чтобы бетон, который в процессе эксплуатации будет работать на растяжение, имел начальные сжимающие напряжения.

Таким образом, предварительное напряжение открывает широкую возможность для регулирования напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов, что значительно повышает их эффективность и эксплуатационные качества.

Характер распределения предварительных напряжений в бетоне элементов зависит от положения в сечении напрягаемой арматуры, степени ее предварительного напряжения, физико-механических свойств бетона и геометрии сечения элементов.

Например, в изгибаемых элементах, наиболее рационально предварительно напряженную арматуру размещать в растянутой зоне сечения балок (рис. 1.2).

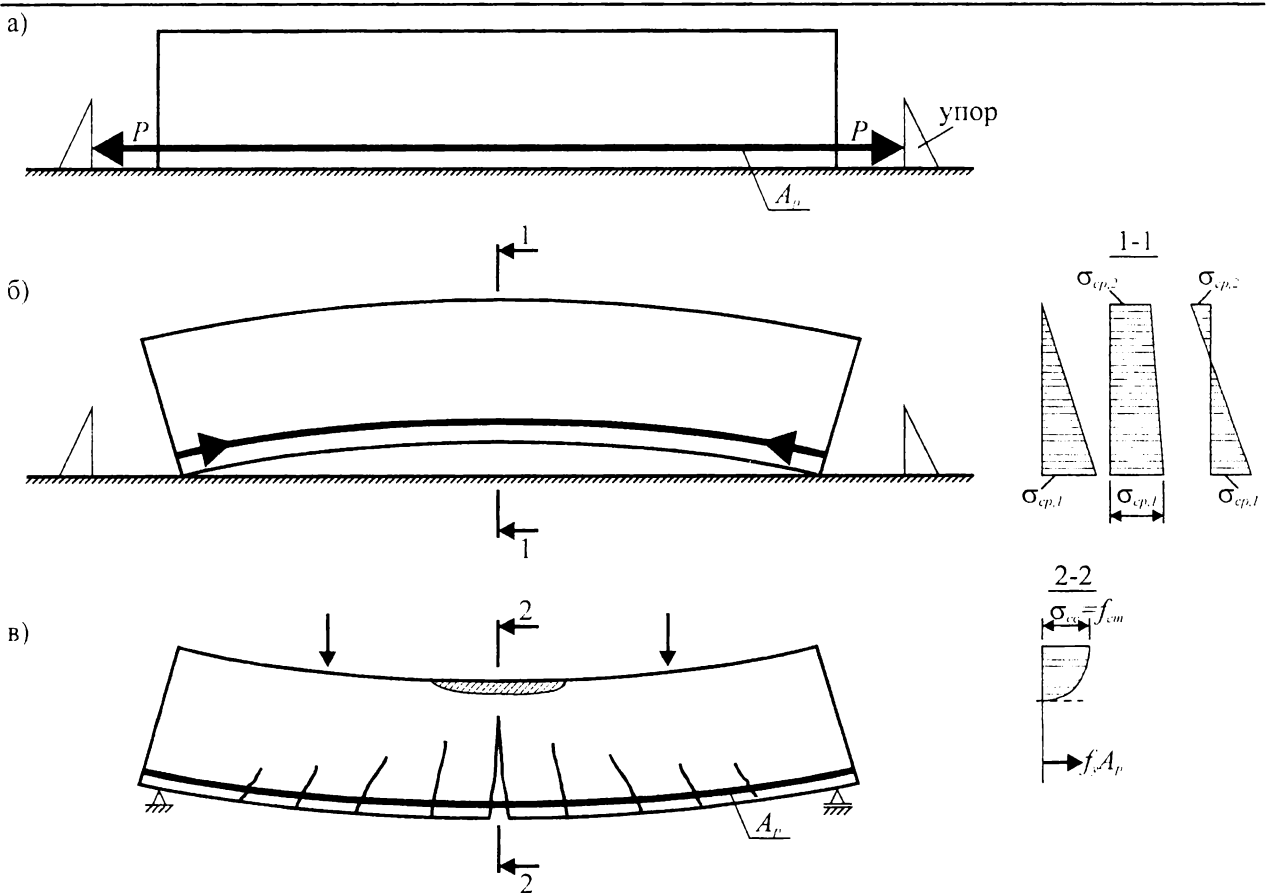


Рис. 1.2.

Предварительно напряженная балка при натяжении арматуры на упоры (а), возможные эпюры напряжения в бетоне после отпуска напрягаемой арматуры (б) и в стадии разрушения (в)

После того, как бетон конструкции набирает необходимую прочность, предварительно натянутую арматуру освобождают с упоров (см. рис. 1.2б) и она, стремясь возвратиться в начальное состояние, создает обжатие элемента. Такой способ преднапряжения принято называть «с натяжением на упоры». Обжатие может передаваться как силами сцепления арматуры с бетоном, так и с помощью специальных анкеров, закрепляемых по торцам элементов.

Если предварительное напряжение конструкции создают при натяжении арматуры, располагаемой в ранее выполненных каналах, такой способ принято называть «натяжением на бетон». Усилие обжатия передается на элемент при помощи специальных анкерных устройств, либо посредством сил сцепления, возникающих при последующем инъецировании каналов цементным раствором.

В настоящее время предварительное напряжение можно создавать в элементах, конструкциях и их частях не только при помощи традиционных способов натяжения высокопрочной арматуры, но и путем применения напрягающего бетона [33].

Эффект предварительного напряжения может быть обеспечен только при применении высокопрочной арматурной стали, так как после отпуска предварительно напряжения, так и при эксплуатации развиваются потери напряжений в арматуре от упругого обжатия бетона, усадки, ползучести, релаксации стали и т.д. Эффективным становится применение в предварительно напряженных конструкциях высокопрочных бетонов, что позволяет уменьшить геометрические размеры сечения элементов и конструкций, увеличить длину перекрываемых пролетов и эксплуатационные нагрузки, снизить потери предварительного напряжения.

Предварительное напряжение в 2..3 раза повышает трещиностойкость и жесткость конструкций по сравнению с обычным железобетоном без предварительного напряжения.

Прочность предварительно напряженных конструкций практически не зависит от величины предварительного напряжения арматуры. Однако в случае постановки предварительно напряженной арматуры в сжатой при эксплуатации конструкции зоне сечения (например, с целью уменьшения выгиба и повышения трещиностойкости при обжатии растянутой зоны сечения) предварительное напряжение может отрицательно повлиять на прочность конструкции в случае ее разрушении по бетону сжатой зоны.

Очевидно, что предварительно напряженные конструкции получили свое развитие из традиционных железобетонных конструкций. Их создание связано со стремлением к снижению или полному исключению недостатков, присущих обычному железобетону, а главным образом, низкой трещиностойкости. Несмотря на то, что как железобетонные, так и предварительно напряженные конструкции предполагают применение одних и тех же материалов (бетона и арматурной стали) их конечные свойства существенно отличаются (табл. 1.1).

Как свидетельствуют результаты экспериментальных исследований в изгибаемых железобетонных элементах сжатая зона составляет примерно $1/3$ высоты сечения. Поэтому бетон в растянутой части сечения, составляющей $2/3$ ее высоты, является по существу, балластом, имеющим второстепенное значение. В предварительно напряженных изгибаемых элементах сечения внецентренно обжаты, в силу чего на значительной части высоты конструкции действуют сжимающие напряжения.

Это позволяет эффективно использовать в таких конструкциях материалы, обладающие высокой прочностью.

Прогресс в металлургии и технологии бетона привел к тому, что в настоящее время при несколько более высоких затратах стоимости, получают арматурные стали и бетоны высокой прочности. Так, прочность арматуры достигает 2500 МПа, а бетоны, применяемые на практике, имеют прочность при сжатии до 100 МПа. При этом в лабораторных условиях и при возведении уникальных объектов получают бетоны с прочностью при сжатии более 300 МПа. Безусловно, что такие материалы вообще не могут быть эффективно применены в традиционных железобетонных конструкциях. С одной стороны допущение более высоких напряжений в арматуре железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии не оправдано с точки зрения чрезмерного раскрытия трещин и развития прогибов. С другой стороны, применение бетонов высокой прочности в таких конструкциях, как правило, нецелесообразно, т.к. ведет лишь к незначительному уменьшению размеров сечения (исключение составляют короткие сжатые элементы).

Таблица 1.1.

Ориентировочное сравнение свойств обычных железобетонных и предварительно напряженных конструкций [35]

Свойство	Обычная железобетонная конструкция	Предварительно напряженная конструкция
Прочность бетона f_c , МПа	от 15 до 40	от 40 до 100 и более
Вид стали	низкоуглеродистая	высокоуглеродистая
Прочность арматурной стали f_{sv} (f_{py}), МПа	от 190 до 500	от 800 до 1800
Собственный вес конструкции (расход бетона)	100 %	40..70 %
Рабочее армирование (расход арматуры)	100 %	30..50 %
Трещиностойкость	допускается образование и развитие трещин, остаются при эксплуатации	полное отсутствие трещин, либо ограниченное их раскрытие, возможность зажатия при снижении нагрузки
Огнестойкость	очень хорошая или хорошая	хорошая
Сопrotивление действию циклических нагружений	хорошее до образования трещин	хорошее
Пролет балок, м	до 30	до 300

Как было показано выше (см. табл. 1.1), предварительно напряженные конструкции позволяют за счет применения высокопрочной арматуры получить экономию стали в среднем до 70 %, особенно при применении в качестве напряженной арматуры высокопрочной проволоки и канатов, отдалить момент образования тре-

щин, повысить жесткость элементов и уменьшить их прогибы, повысить выносливость и сейсмостойкость конструкций.

Ценным является то, что в процессе перевозки и монтажа предварительно напряженные конструкции, обладая повышенной трещиностойкостью и жесткостью, значительно менее чувствительны к динамическим нагрузкам.

Основными недостатками предварительно напряженных конструкций являются повышенная трудоемкость и металлоемкость оснастки для их изготовления. Этот недостаток, в основном, относится к поточно-агрегатному методу изготовления предварительно напряженных конструкций.

Однако при изготовлении массового сборного железобетона, например многопустотных плит, этот недостаток легко преодолевается при применении современных технологий безопасного формования конструкций. Несколько понижается, по сравнению с ненапрягаемым железобетоном, огнестойкость конструкций, хотя и этот недостаток может быть практически полностью исключен при применении специальных конструктивных мероприятий, например, путем увеличения защитного слоя бетона. Повышается чувствительность к воздействию агрессивной среды, влияющей на коррозионную стойкость предварительно напряженной конструкции. Однако и этот недостаток можно свести до минимума при помощи расчетно-конструктивных требований. Например, при применении высокопрочной проволочной арматуры и канатов при эксплуатации в конструкциях не допускается длительное раскрытие трещин и ограничивается ширина их раскрытия. Широко применяется и, так называемая, вторичная защита бетона путем пропитки поверхности мономерами и полимерными материалами.

Таким образом, перечисленные недостатки легко преодолеваются как на стадии проектирования, так и в процессе эксплуатации предварительно напряженных конструкций. С начала массового внедрения в 40-х годах XX века предварительно напряженные железобетонные конструкции эффективно применяются при строительстве любых зданий и сооружений, обеспечивая необходимую их надежность и долговечность.

XXI век – это век сборного, и в первую очередь, предварительно напряженного железобетона.

1.3. Технологические особенности изготовления железобетонных конструкций

Железобетонные конструкции в зависимости от технологии изготовления могут быть сборными, изготавливаемыми, как правило, в заводских условиях, монолитными, формирование которых ведется непосредственно в условиях строительной площадки, и сборно-монолитными, представляющими собой сочетание сборных элементов и монолитного железобетона, укладываемого в процессе возведения конструкций.

Выбор вида железобетонных конструкций для конкретного объекта строительства зависит от многих факторов, таких, как развитие индустриальной базы в районе строительства, энергоемкость, надежность и долговечность, архитектурно-конструктивные особенности и технико-экономические показатели объекта строительства.

1.3.1. Сборные конструкции

Сборными являются железобетонные конструкции, которые предварительно изготовлены, как правило, на специальных заводах, а на строительной площадке ведется их укрупнительная сборка и (или) монтаж.

Несмотря на то, что сборные железобетонные конструкции, в том числе и предварительно напряженные, начали применяться в массовом строительстве только в конце 30-х годов XX века, сегодня они стали основным видом конструкционного железобетона, далеко не исчерпав всех своих возможностей.

Для климатических условий Республики Беларусь применение сборного железобетона позволяет вести круглогодичное строительство, с высокими темпами монтажа конструкций.

Сборные железобетонные изделия и конструкции позволяют высоко механизировать и автоматизировать весь процесс их изготовления, максимально снизить затраты на оснастку и формовочное оборудование. Но самое главное то, что в заводских условиях достаточно просто и с высоким качеством изготавливать предварительно напряженные конструкции различного назначения (например, балки и фермы больших пролетов, в том числе из высокопрочного бетона). Все это позволяет сократить расход арматурной стали по сравнению с конструкциями без предварительного напряжения в 2..3 раза. В настоящее время наиболее массовые предварительно напряженные конструкции, такие как многопустотные плиты, шпалы, балки и др. элементы изготавливаются способом безопалубочного формования на длинных стендах методом экструзии. Применение технологии безопалубочного формования позволяет в два раза снизить трудозатраты, уменьшить расход стали и цемента, получать изделия высокого качества. При заводском изготовлении железобетонных изделий и конструкций широко применяются различные химические добавки, что позволяет в ряде случаев отказаться от тепловой обработки бетона, обеспечить экономию цемента и перейти на безвибрационные литьевые технологии.

Установлено, что стоимость железобетонных конструкций массового производства ниже, чем металлоконструкций.

Недостаток сборного железобетона заключается в необходимости создания специальных заводов по их производству, повышенных транспортных и монтажных расходах, металлоемкости стыков. Членение на отдельные сборные элементы нарушает неразрезность (статическую неопределимость) конструкций, что ведет к дополнительным затратам при установке связей для обеспечения пространственной жесткости зданий и сооружений.

Вместе с тем, дальнейшая перспектива применения железобетонных конструкций специалистами связывается с развитием и совершенствованием сборного железобетона, в первую очередь, предварительно напряженного.

1.3.2. Монолитные конструкции

Монолитные железобетонные конструкции изготавливаются на строительной площадке при возведении объектов. Бетонная смесь может быть приготовлена непосредственно на площадке строительства или доставлена бетоновозами со специальных заводов и укладывается в опалубку с заранее установленной арматурой (каркасами, сетками, закладными деталями и т.д.). За счет высокой механизации, применения современных опалубочных систем, различных химических добавок – ускорителей твердения бетона этот способ изготовления железобетонных конст-

рукций по качеству и срокам строительства стал приближаться к сборному железобетону. Но монолитные железобетонные конструкции имеют ряд недостатков, таких как удорожание при зимнем производстве работ, устройство сложных опалубочных систем с невысокой их оборачиваемостью.

Основной недостаток монолитного железобетона – это увеличение, по сравнению со сборными конструкциями, расхода арматурной стали и бетона, так как непосредственно в условиях массового строительства сложно применить предварительное напряжение арматуры. Поэтому, например, в жилищном строительстве, расход стали на устройство монолитных дисков перекрытий увеличивается в 2..3 раза и бетона, по сравнению с многопустотными плитами при ячейке, например, 6×6 м – до 40 %. Практика показала, что в фундаментостроении эффективно применение монолитного железобетона. Есть много и других областей строительства, где монолитный железобетон незаменим, в частности при возведении уникальных объектов (рис. 1.3).

Для изготовления монолитных конструкций весьма перспективным является применение напрягающего бетона, позволяющего в условиях строительной площадки осуществить предварительное напряжение арматуры. Исследования в этом важном направлении сегодня успешно ведутся специалистами Брестского государственного технического университета.

1.3.3. Сборно-монолитные конструкции

Сборно-монолитные конструкции представляют собой экономически обоснованное сочетание сборных железобетонных конструкций и монолитного бетона со специальным армированием.

Применение монолитного бетона позволяет восстановить неразрезность (статическую неопределимость) конструкций, использовать сборные конструкции как несъемную опалубку, включив их при помощи несложных мероприятий (шпонки, выпуски анкеров арматуры) в совместную работу.

Этот класс конструкций сочетает в себе положительные свойства сборного и монолитного железобетона, повышая качество и снижая сроки строительства.

Сборные изгибаемые элементы, как правило, целесообразно применить с предварительным напряжением арматуры.

Проектирование сборно-монолитных конструкций ведется по двум стадиям: монтажной, когда работает только сборный железобетон и эксплуатационной, когда обеспечена совместная работа сборных и монолитных конструкций. Например, с целью сохранения парка бортоснастки, за счет укладки дополнительного монолитного бетона можно значительно повысить несущую способность дисков перекрытий, состоящих из типовых сборных многопустотных плит.

Весьма перспективно, как указывалось выше, в качестве монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях использовать напрягающийся бетон и высокопрочную арматурную сталь. Жилые девятиэтажные каркасные здания с монолитными ригелями из напрягающегося бетона и предварительно напряженными многопустотными плитами дисков перекрытий впервые в мировой практике было построено в Белоруссии с хорошими технико-экономическими показателями (рис. 1.4).

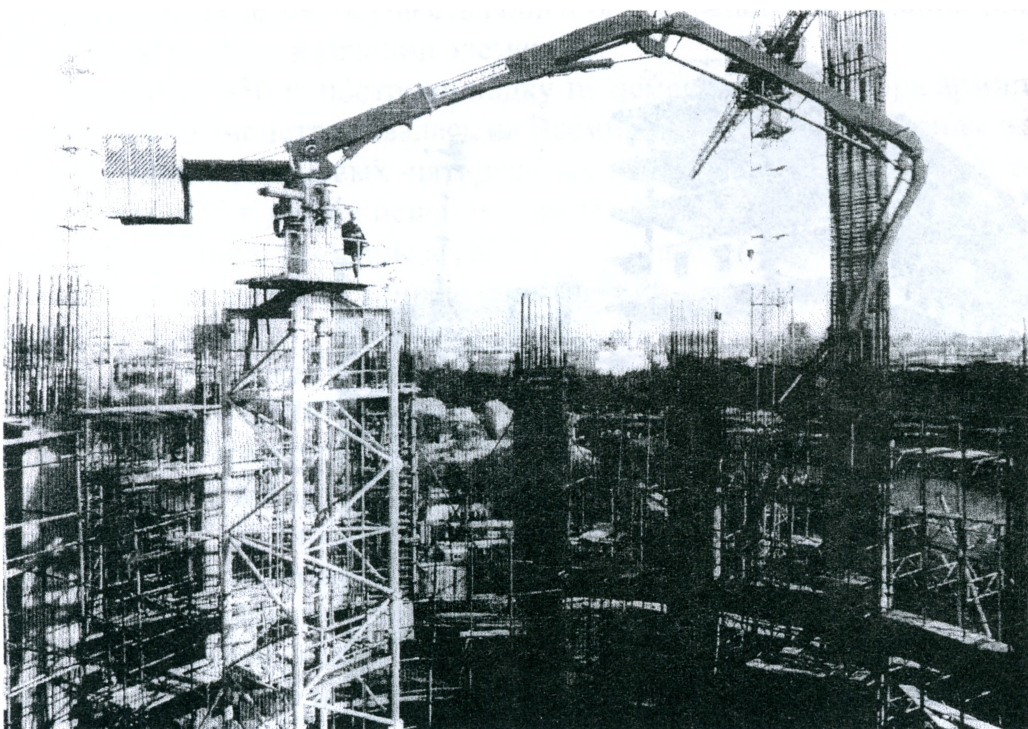
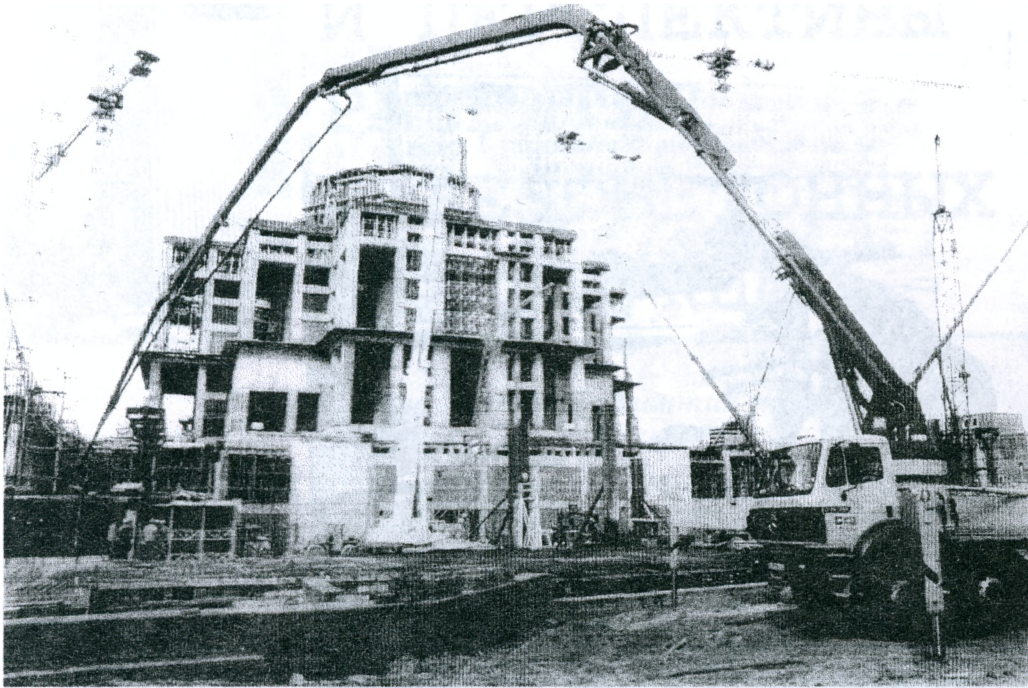


Рис. 1.3.

Бетонирование монолитных конструкций при строительстве Храма Христа Спасителя (г. Москва, Россия)

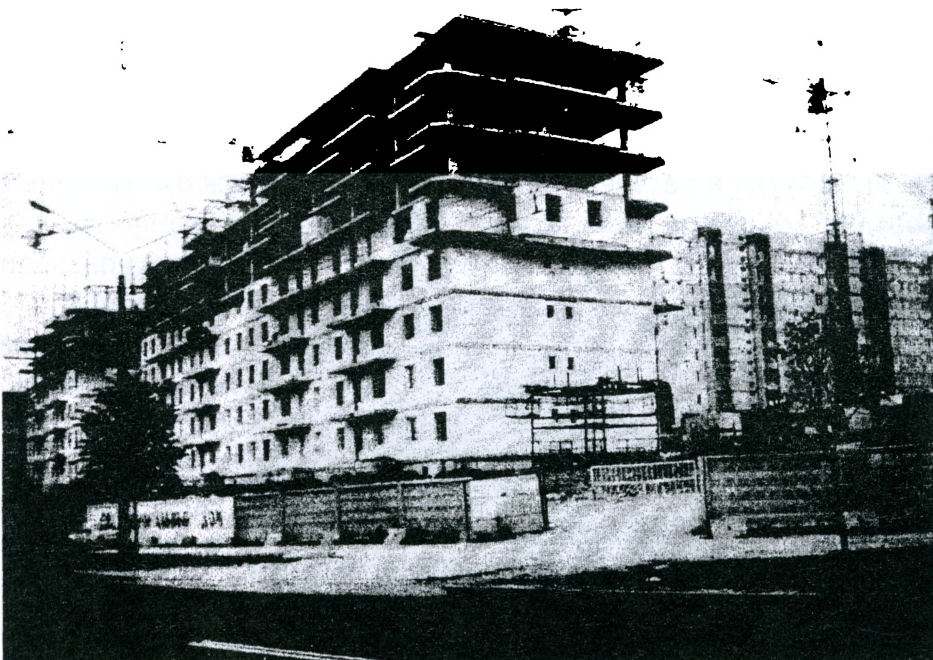
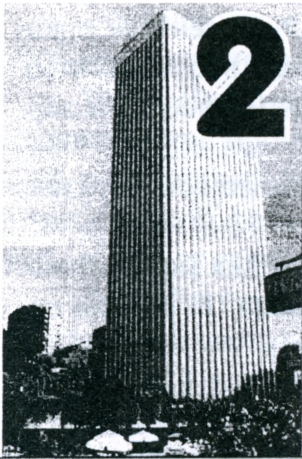


Рис. 1.4.
Сборно-монолитный каркас с самонапряженными ригелями



ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Основные этапы развития железобетона

По сравнению с другими материалами, железобетон стал применяться в строительстве сравнительно недавно – в конце XIX века, когда началось интенсивное развитие промышленности и, в силу этого, строительство фабрик, заводов, многоэтажных зданий, транспортных сооружений и т.д. Благодаря своим качествам этот материал стал одним из наиболее массово применяемых в строительстве XX века.

Разработка технологии изготовления портландцемента в 1817–1824 г.г. Аспиным (Англия) и Е.Г. Чалеевым (Россия) способствовало началу широкого применения бетонов и растворов в строительстве.

В начальный период применения железобетона его армирование стержнями и профильным железом осуществлялись без должного понимания роли и места расположения металла в сечении элементов.

Ламбо в 1850 г. построил лодку из цементного раствора армированную железом, которая демонстрировалась на Всемирной выставке в Париже в 1855 году.

В течение сороковых–пятидесятих годов XIX столетия в Англии и в Америке Т. Гаутом (1855 г.) были испытаны железобетонные балки. Результаты этих первых опытов были опубликованы в 1877 г., т.е. к этому времени можно считать, что появились первые железобетонные конструкции с осмысленным размещением металла в сечении элементов*.

В 1861 г. парижский садовник Ж. Монье начал изготавливать переносные кадки для цветов, а в 1867 г. получил патент на армированные бетонные плиты. В этих конструкциях арматура размещалась в середине высоты сечения, что говорит о непонимании Ж. Монье сущности работы железобетона. Вместе с тем английский штукатур В. Уилкинсон в 1884 г. в патентной заявке указал, что металлическая арматура должна размещаться у растянутой грани сечения.

В 1861 г. французский инженер Куанье сделал большой шаг вперед, подытожив в своей книге опыт по изготовлению различных железобетонных конструкций (балок, сводов, труб и т.д.) для строительства жилых домов, указав, что металлические стержни работают с бетоном совместно, тем самым, повышая несущую способность перекрытий. Его конструкции демонстрировались на Всемирной выставке в Париже в 1867 г.

* Проф. Н.К. Лахтин, проф. Н.А. Кашкаров. Железобетон. Часть I. г. Москва, 1927, стр. 7-9.

В семидесятых–восемидесятых годах в разных странах был внесен ряд предложений по армированию железобетонных плит, но только в начале восьмидесятых годов XIX столетия сложилось определенное представление о возможностях и перспективах применения железобетона*.

В период с 1870 до 1880 г.г. создаются и внедряются различные конструктивные системы из железобетонных конструкций**.

Большое значение для совершенствования технологии возведения монолитных конструкций сыграло предложение британского инженера Диконса (1872 г.) по организации заводского производства бетонных смесей растворов и их доставке на объекты строительства. Это были первые идеи по индустриализации строительства из монолитного железобетона.

Строительная фирма инженера Вайса в 1886 г., купив патенты Ж. Монье, под руководством профессора Баушингера (Германия) провела большие систематические испытания различных бетонных и железобетонных конструкций плит, балок и сводов, оценив их прочность, сцепление арматуры с бетоном, огнестойкость и коррозию металла, находящегося в бетоне.

Эти опыты позволили Кеннону (Германия) в 1886 г. предложить метод расчета железобетонных конструкций.

В 1892 г. француз Ф. Геннебик запатентовал конструктивную систему каркасного здания с ребристым железобетонным перекрытием (плиты, балки, колонны и фундаменты) (рис. 2.1), которая легла в основу всех дальнейших разработок в этом направлении.

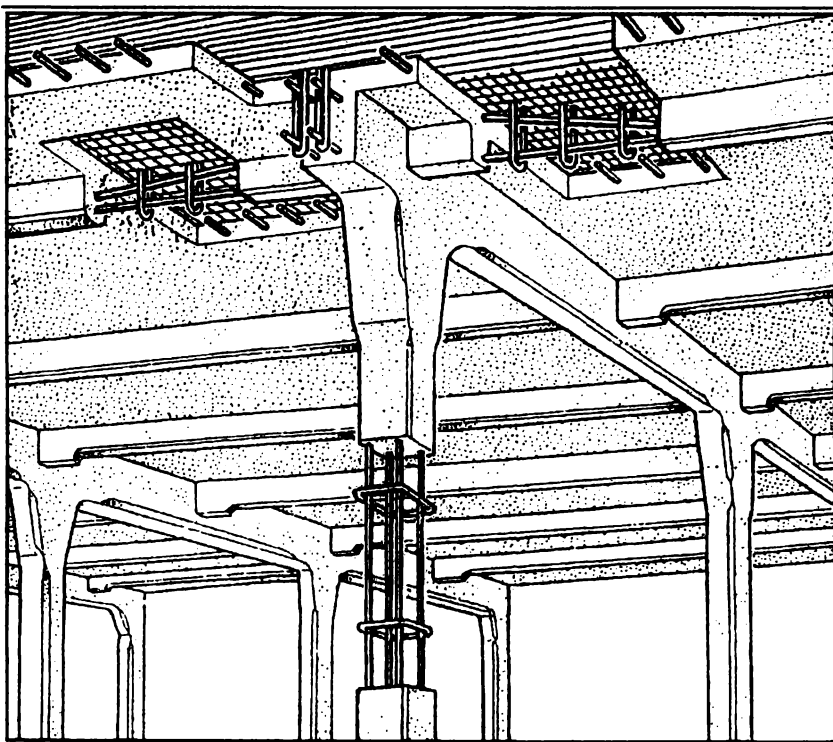


Рис. 2.1.

Многоэтажное каркасное здание с ребристыми перекрытиями из монолитного железобетона системы Ф. Ганнебика

* Б.В. Якубовский. Железобетонные и бетонные конструкции. «Высшая школа». Москва. 1970 г. стр. 11-21.

** Рудольф Залигер. Железобетон. Его расчет и проектирование. Москва-Ленинград. 1928 г. с 4-6.

Особенностью монолитной системы было то, что бетон был с крупным заполнителем, а армирование выполнялось вязаными каркасами с замкнутыми хомутами.

После Всемирной выставки в Париже 1855 г. идеи применения железобетона в строительстве проникли в Россию. В 1879..1900 г.г. было осуществлено строительство ряда уникальных по тем временам объектов: артиллерийского городка в г. Батуми, ткацкой фабрики в Реутово, конструкций ГУМа в г. Москве (1893), переходного моста пролетом 45 м на Нижегородской ярмарке и др.

В 1886 г. на Московских бойнях были испытаны до разрушения железобетонные плиты и своды.

В 1891 г. под научным руководством проф. Н.А. Белелюбского в Санкт-Петербурге на Преображенской площади были проведены публичные испытания целого ряда конструкций: плит, труб, цилиндрических резервуаров, моста и др. конструкций.

Эти публичные испытания явились отправной точкой к широкому применению железобетона в строительстве России. В 1896 г. инженер Груннер издал брошюру «Производство работ из смешанных материалов». Под руководством проф. Н.А. Белелюбского в 1898 г. была начата разработка первых «Технических условий для железобетонных сооружений», которые официально были утверждены в 1908 г. Таким образом к концу XIX столетия были сформулированы и закреплены в первых нормативных документах основные предпосылки практического метода расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям.

В основу методики расчета изгибаемых балок была положена гипотеза Навье, и использовался так называемый переходный коэффициент « m ».

Всемирная выставка в Париже в 1900 г. показала огромные возможности бетонных и железобетонных конструкций при строительстве зданий и сооружений.

Уже в те годы было ясно, что совместная работа двух материалов с различными физико-механическими характеристиками не позволяет рассчитывать железобетонные конструкции с использованием зависимостей сопротивления материалов. Благодаря разработкам талантливых ученых и специалистов до 1917 года в России было возведено большое количество уникальных зданий и сооружений, таких как железобетонный маяк в г. Николаеве (1904 г.), высотой до 40 м (инж. Н. Пятницкий и А. Барышников и эксперт Н.А. Белелюбский); 4-х этажное каркасное здание в Санкт-Петербурге (1905 г.); перекрытие Политехнического музея; железнодорожный мост над ул. Московской в г. Минске (1905 г.); фортификационные сооружения в г. Бресте и др.

Появилась и первая техническая литература по железобетонным конструкциям и технологии строительства, такая как книги С.И. Рудницкого «Железно-цементная конструкция» (1897 г.), Д.Ф. Жарницына «Железобетонные сооружения» (1893 г.), Груннера «Производство работ из смешанных материалов» (1896 г.), Н.А. Житкевича «Плоские железобетонные покрытия и их расчет» (1900 г.), А.Ф. Лолейта «Система Монье, ее применение, промышленное значение и вопросы, связанные с распространением железобетона» (1903 г.), Б.Н. Акимова «Железобетон» (1905 г.), Ю. Кристофа «Железобетон и его применение» (перевод с французского под ред. Г.П. Передерия, 1903 г.).

В России появились и крупные научные центры – механические лаборатории по вопросам технологии бетона и железобетонных конструкций, которыми руководили проф. Н.А. Белелюбский, И.Г. Малюга и С.И. Дружинин.

Создавались новые и совершенствовались различные конструктивные системы из железобетона, способы армирования, такие как: бетон в обойме (Н.М. Абрамов); непрерывное спиральное армирование колонн (А.Ф. Лолейт); сетки косвенного армирования (В.П. Некрасов) и др. Несомненным успехом было строительство в 1908 г. склада для молочных продуктов в г. Москве, безбалочное перекрытие которого запроектировал А.Ф. Лолейт. В Швейцарии подобная конструктивная система безбалочных перекрытий появилась только в 1910 г.

Российские инженеры оказали огромное влияние на мировое развитие теории и практики железобетона.

В период империалистической войны и революции в России на десятилетие практически полностью прекратились научные исследования и проектные работы по железобетону.

Однако уже в двадцатые–тридцатые годы в СССР развернулось строительство крупных сооружений, таких как Волховская ГЭС, ДнепроГЭС и Нижнесвирская ГЭС. Были созданы и первые проектные организации, научно-исследовательские институты и лаборатории: ЦНИПС, позже НИИЖБ и ЦНИИСК, ЦНИИС МПС и др. Возводятся тонкостенные пространственные конструкции: оболочки, складки, купола и др.

В связи с большим объемом строительства железобетон становится основным материалом взамен стальных конструкций. Зарождается и реализуется идея строительства из сборного железобетона.

В 1933 г. ЦНИИПС обобщил опыт строительства из сборного железобетона во «Временной инструкции по сборным железобетонным конструкциям», в которой были заложены принципы индустриального строительства, стандартизации конструктивных элементов и т.д. Этот документ сыграл в будущем огромную роль в развитии индустрии сборного железобетона в СССР. С 1921 по 1934 г. НТиУ «Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций» претерпели четыре переработки.

В НТиУ 1934 г. был введен переменный коэффициент $m = E_{жс} / E_{\sigma}$ в зависимости от марки бетона и стали, принята методика расчета колонн с продольной арматурой и хомутами и коэффициент запаса был снижен с 3 до 2.

Проф. В.З. Власов и проф. А.А. Гвоздев разработали теорию расчета и конструирования различных тонкостенных конструкций и перекрытий. Итогом этой работы явилось издание в 1937 г. первой в мире «Инструкции по расчету и проектированию тонкостенных покрытий и перекрытий».

В 1939 г. впервые в мировой практике в НТиУ (ОСТ 9000338) была включена теория расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения, предложенная проф. А.Ф. Лолейтом в 1932 г. и блестяще доведенная до практического применения А.Ф. Лолейтом, А.А. Гвоздевым, Я.В. Столяровым, В.И. Мурашовым, В.В. Михайловым, П.Л. Пастернаком, В.А. Бушковым и др.

В 20-е годы XX столетия железобетонные конструкции широко применяются при возведении зданий и сооружений различного назначения. Однако из-за большого собственного веса наиболее массовых линейных элементов пролет и несущая способность конструкций (плиты, балки, ригеля и др.) были ограничены. Особенно этот недостаток проявлялся в сборных железобетонных конструкциях, преимуще-

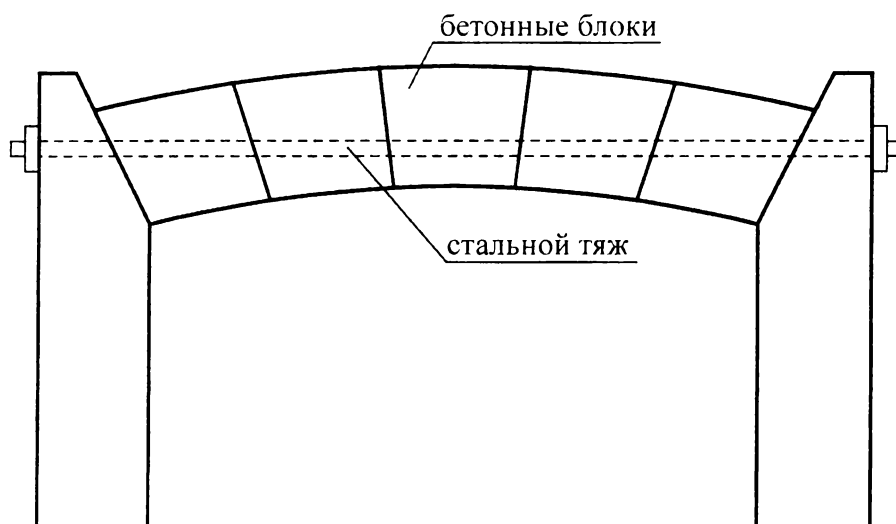


Рис. 2.2.

Иллюстрация к первому патенту, относящемуся к предварительному напряжению конструкции (Р.Г. Джексон, США, 1886 г.)

ство которых уже было оценено специалистами разных стран, особенно при строительстве зданий по типовым проектам.

Возможность повышения трещиностойкости и жесткости железобетонных элементов за счет применения предварительного напряжения арматуры высказывалась еще в XIX столетии. В 1886 г. Мандель (Австрия) и П.Г. Джексон (США) (рис. 2.2), а в 1888 г., К. Деринг (Германия) получили патенты на предварительное напряжение арматуры, которые были основаны на понятии, что бетон хорошо работает на сжатие и плохо – на растяжение.

В 1908 г. К. Р. Штейнер (США) предложил осуществить повторное натяжение арматуры после проявления части усадки и ползучести бетона с целью уменьшения потерь.

Экспериментальные работы Э. Фрейсине (Франция), Лунда (Норвегия), Кенека (Германия) выполнялись с арматурной сталью небольшой прочности и эффект предварительного напряжения исчезал из-за потерь еще на стадии изготовления конструкций. Идея передачи предварительного напряжения за счет сцепления арматуры с бетоном без ее анкеровки на концах была осуществлена Э. Фрейсене и Э. Хойером (Германия). Причем Э. Хойер является первым, кто реализовал на практике идею стандового способа изготовления предварительно напряженных конструкций с натяжением на упоры станда длиной 100 м, с установкой разделительных диафрагм-форм и перерезанием проволоки после набора бетоном необходимой передаточной прочности.

Однако широкое практическое применение предварительно напряженных конструкций оказалось возможным только в 30-х годах XX столетия благодаря работам Э. Фрейсине (Франция) и В.В. Михайлова (СССР), когда металлургическая промышленность освоила производство высокопрочных сталей*.

* В 1964 г. ФИП наградила профессора В.В. Михайлова, высшей наградой – золотой медалью имени Э. Фрейсене за большие достижения в области теории и практики железобетона и, в первую очередь, – предварительно напряженного. В 1976 г. золотой медалью имени Э. Фрейсене был награжден профессор А.А. Гвоздев за выдающийся вклад в развитие теории и практики железобетона

В 1935 г. Р.Э. Дилл (США) создал конструкции с натяжением высокопрочной стальной арматуры с ее анкерровкой с помощью гаек.

Этот период, когда началось промышленное освоение производства предварительно напряженного железобетона, когда теоретический уровень расчета железобетонных конструкций был достаточно высоким, благодаря работам А.Ф. Лолейта, А.А. Гвоздева, П.Л. Пастернака и др., можно считать началом второго этапа развития железобетона, или, как объективно считают многие специалисты, *вторым рождением железобетона*.

В области создания теории расчета и технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций известны труды немецких инженеров Ф. Дешингера, Е. Хойера, Ф. Леонгарда, Т.И. Лина (США) и российских А.А. Гвоздева, В.В. Михайлова, С.А. Дмитриева, А.П. Коровкина, К.С. Завриева, И.Г. Иванова-Дятлова, С.Е. Фрайфельда, Э.Г. Ратца и др.

В 1943 г. была издана «Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций», разработанная в ЦНИПС под руководством А.А. Гвоздева.

В начале 40-х годов XX века В.И. Мурашев создает теорию трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций [28].

В 50-е годы сборный предварительно напряженный железобетон начал интенсивно внедряться в Германии (Ф. Леонгард), США (Т.И. Лин и Б. Гервик), Норвегии, Англии (П.В. Абельс), Бельгии (Г. Маньель) и других странах*.

Состоявшаяся в 1948 г. в г. Тбилиси IV конференция по бетону и железобетонным конструкциям в своем решении отметила значительное отставание в области применения обычного и предварительно напряженного железобетона, отсутствие современного технологического оборудования для заводов сборного железобетона и т.д. Решающее значение для развития индустрии сборного железобетона сыграло постановление от 19 августа 1954 г. «О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства», в котором отмечалась исключительно важная роль сборного железобетона, как наиболее экономичного, позволяющего осуществлять круглогодичное строительство. Последующие директивные документы в области строительства дали толчок к дальнейшему развитию индустрии сборного и монолитного железобетона, расширению научных исследований, совершенствованию теории расчета железобетона и проектного дела.

В этот период начали формироваться крупные научно-исследовательские институты и научные центры в области исследования железобетонных конструкций: в Москве (НИИЖБ, ВНИИжелезобетон и ЦНИИС Минтрансстроя), Киеве (НИИСК), Минске (ИСиА), Санкт-Петербурге, Харькове, Тбилиси и др. Большая научная работа велась на кафедрах железобетонных и строительных конструкций вузов.

В развитие теории железобетона внесли огромный вклад ученые НИИЖБ: А.А. Гвоздев, В.В. Михайлов, К.В. Михайлов, С.А. Дмитриев, С.М. Крылов, А.П. Васильев, Г.И. Бердичевский, В.И. Мурашев, С.В. Александровский, Н.И. Карпен-

* В 1952 году был создан Международный комитет по предварительно напряженному бетону (FIP), который рассматривал и популяризировал мировые достижения в области предварительно напряженных конструкций. Его конгрессы проходили каждые четыре года в различных странах мира. В мае 1998 года состоялось слияние FIP с Международным комитетом по бетону (CEB) в одну организацию – Международный комитет бетона (fib), объединившего национальные группы 39 стран.

ко, Ю.П. Гуща, А.С. Залесов, Н.М. Мулин, С.А. Мадатян, Н.А. Маркаров, Ю.В. Чиненков, Т.К. Хайдуков, И.Г. Людковский, В.А. Клевцов, В.В. Шугаев, Ф.А. Иссерс, Е.А. Гузеев, А.И. Звездов и многие другие специалисты. Следует отметить большую роль НИИЖБ в создании национальной нормативной базы в области бетонных и железобетонных конструкций, подготовке докторов и кандидатов технических наук для многих вузов и НИИ бывшего СССР.

Созданная комиссия по унификации методов расчета (В.А. Балдин, А.А. Гвоздев, И.И. Гольденблат, Ю.А. Иванов, В.М. Келдыш, В.М. Коченов, Л.И. Онищак, Н.С. Стрелецкий, К.Э. Таль) разработала основные положения норм проектирования строительных конструкций и оснований на основе метода их расчета по предельным состояниям.

Дальнейшее совершенствование методики расчета сечений по стадии разрушения и переход к единой методике расчета обычных и предварительно напряженных конструкций по расчетным предельным состояниям впервые был объединен в одном нормативном документе СНиП II.В.1–62. В дальнейшем в разработанных под руководством А.А. Гвоздева нормах СНиП II–21–75 были установлены две группы предельных состояний железобетонных конструкций: по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации.

Этот нормативный документ обобщил результаты большого объема научных исследований и на десятилетия опередил мировую практику нормирования железобетонных конструкций. В эти годы ученые и специалисты бывшего СССР стали принимать активное участие в работе международных организаций по совершенствованию теории расчета и нормирования железобетонных конструкций, создания арматуры, технологии изготовления конструкций, огнестойкости и т.д.

В конце 70-х – начале 80-х годов проф. А.А. Гвоздев неоднократно указывал на необходимость гармонизации отечественных норм проектирования с зарубежными нормами. К сожалению, в последней редакции СНиП 2.03.01–84* эти положения не были учтены.

Переход к расчету железобетонных конструкций по предельным состояниям, массовое применение сборного обычного и предварительно напряженного железобетона высокой степени унификации и типизации, монолитных и сборно-монолитных конструкций можно считать *третьим этапом* в развитии теории и практики железобетона. Этот этап характерен ещё и массовой химизацией бетона, что существенно повысило его качество и эффективность и снизило энергоёмкость.

Наряду с большими достижениями были и определенные просчеты в выборе стратегии развития индустрии массового сборного железобетона. Яркий пример – это ликвидация в начале 60-х годов станков системы Шеффер (Германия) безопалубочного формования предварительно напряженных многопустотных плит и последующий переход на изготовление массового сборного железобетона по поточно-агрегатной технологии с использованием электротермического способа натяжения стержневой арматуры.

Понимая все преимущества безопалубочного формования предварительно напряженных наиболее массовых изделий и конструкций в начале 70-х годов была закуплена усовершенствованная технология Макс-Рот (Германия), на которой, например, в г. Минске изготавливается до сегодняшнего дня многопустотный настил.

В 80-е годы финские инженеры создали экструзионную технологию формования железобетонных конструкций, значительно усовершенствовав технологию

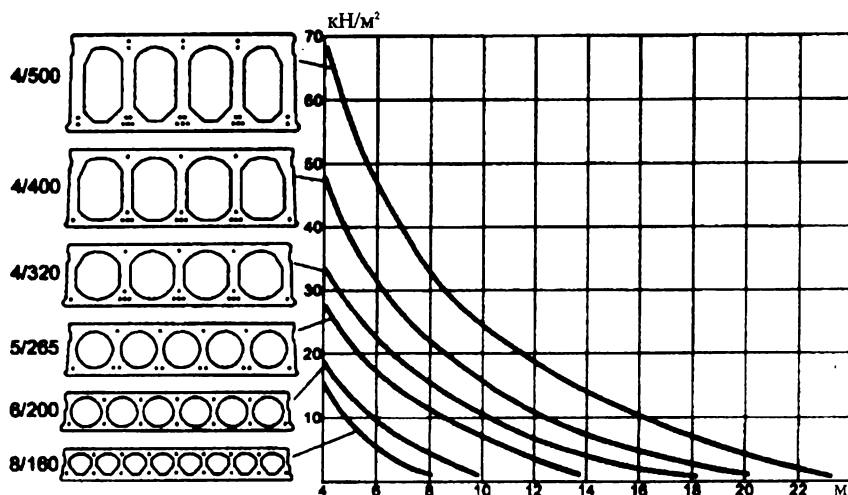


Рис. 2.3.

Номенклатура плит пустотного настила шириной 1200 мм, выпускаемых по технологии финской фирмы PCE Engineering (рядом с элементом указано количество отверстий/высота)

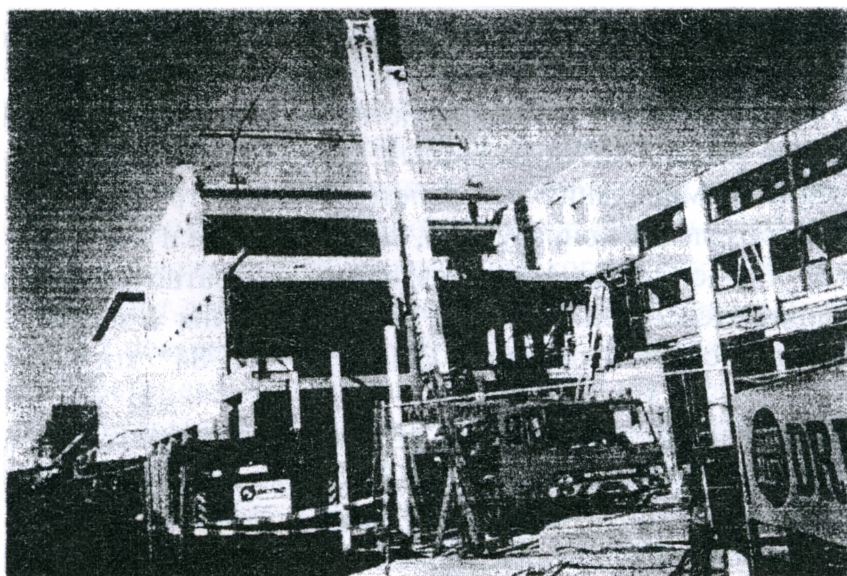


Рис. 2.4.

Монтаж большепролетных плит пустотного настила (Тромсø, Норвегия)

Макс-Рот, которая позволяет формировать конструкции высокого качества, в том числе из высокопрочных бетонов без вибрации методом прессования (рис. 2.3, 2.4).

Распад СССР существенно повлиял на темпы развития теории и практики железобетона в нашей стране. Созданные межнациональные комиссии по стандартизации в рамках СНГ, оказались, в силу ряда причин, не способными объединить усилия ученых Республик в области нормирования и стандартизации, в том числе и железобетонных конструкции. Практически, вопросы создания и совершенствования нормативной базы сегодня ведутся государствами, входящими в СНГ, самостоятельно.

Вместе с тем положительным примером международного сотрудничества является разработка в рамках Европейского союза единых норм проектирования

строительных конструкций, в том числе бетонных и железобетонных (Еврокод–2). Европейские страны, участники ЕС, смогли преодолеть национальные барьеры и создать единый нормативный документ с высокой степенью гармонизации, в том числе и с последними нормами бывшего СССР – СНиП 2.03.01–84*.

Необходимо отметить, что в последние годы наметились определенные положительные тенденции к возрождению научной школы железобетона в рамках СНГ. В сентябре 2001 г. на базе НИИЖБ была проведена 1-ая Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона.

Белорусская научная школа в области теории и практики железобетона сравнительно молодая. Она формировалась под влиянием Московских, Ленинградских и Киевских научных школ. В подготовке кандидатов наук для Республики Беларусь оказали огромную помощь К.В. Михайлов, В.В. Михайлов, Г.И. Бердичевский, Е.А. Чистяков, В. А. Клевцов, Н.И. Карпенко, П. И. Васильев, Я.Д. Лившиц, П.М. Варвак, Е.А. Гузеев, А.П. Васильев, О.Я. Берг и др.

В конце 40-х годов все исследования в области железобетона были сосредоточены на кафедре строительных конструкций Белорусского политехнического института (зав. каф. М.Е. Шавельский). В этот период в Республике было всего три кандидата технических наук в области бетонных и железобетонных конструкций (М.Е. Шавельский, Н.П. Фролов, И.М. Ветрюк). В разные годы ученые кафедры проводили исследования в области предварительно напряженных мостовых конструкций (зав. кафедрой Я.И. Дрозд, А.Т. Лобанов, Г.П. Пастушков), в том числе из легких бетонов (Ю.А. Булай, И.И. Неверович, В. Л. Косарев, В.Ф. Зверев) и центрифугированных конструкций кольцевого сечения для стоек ЛЭП (И.А. Ворошилов, Д.П. Подобед). Исследования проводились комплексно, изучая не только работу конструкций и уточняя методики их расчета, в том числе при динамических воздействиях (А.А. Давидович), кручении с изгибом (Г.Г. Мадалинский), но и технологические вопросы. Велись исследования и внедрение сталежелезобетонных конструкций (И.Л. Хаютин, Ю.С. Мартынов, Е.И. Хаютин). Сотрудники кафедры проводили большие работы в области обследования и усиления железобетонных конструкций. На кафедре оснований и фундаментов велись исследования по фундаментостроению, сваям и свайным фундаментам (Ю. Макарович, Ю.А. Соболевский, Н.А. Ловыгин и др.). Кафедра мостов (Н.А. Ткаченко, В.А. Черноплясов) проводила исследования различных конструктивных систем железобетонных мостов.

Отвечая на запросы развивающейся строительной отрасли республики, учитывая и необходимость научного обеспечения строительной индустрии, в 1957 г. при АН БССР был создан Институт строительства и архитектуры (ИСИА, директор С.С. Атаев). Исследования в ИСиА велись по различным направлениям, в том числе в области фундаментостроения (Е.Ф. Винокуров); заводской технологии бетона и железобетона (И.Н. Ахвердов, Н.П. Блещик, В.В. Шапиро, Т.Е. Шалимо, М.А. Шалимо, А.А. Чече, Н.И. Шепелевич и др.); армоцементных и стеклопластбетонных конструкций (Н.П. Фролов, В.М. Бессонов, В.Ф. Залого, А.Е. Смольский, И.В. Смех, Ю.В. Дегтярев, С.С. Жаврид, Т.М. Пецольт, И.Н. Кедич и др.); пространственных конструкций (К.В. Сикержицкий, Л.Ф. Березовский, Г.А. Геращенко и др.); индустриального домостроения из сборного железобетона (Н.П. Блещик, В.И. Скрибо, И.В. Смех, И.Н. Кедич); предварительно напряженные конструкции (Т.М. Пецольт, И.И. Подмостко, И.В. Смех); теории прочности бетона и трубобетона (Л.К. Лукша, И.И. Кулик, С.И. Корзун, П.М. Бич). Экспериментальная база института была хорошо осна-

щена испытательным оборудованием, силовым полом, на котором проводились испытания практически всех осваиваемых в Республике новых железобетонных конструкций.

С 1958 г. в ИСиА начал работать д.т.н., профессор И.Н. Ахвердов и к.т.н., доцент Н. Фролов, которые сыграли большую роль в формировании научной школы в области теории и практики бетона и железобетона.

Проф. И.Н. Ахвердов разработал новую технологию безопалубочного формирования предварительно напряженных плит многопустотного настила на длинном стенде конструкции Шеффер (Германия), которая в дальнейшем частично была реализована немецкими инженерами при разработке стендовой технологии Макс-Рот. Под руководством И.Н. Ахвердова была создана национальная индустрия по изготовлению обычных и предварительно напряженных центрифугированных труб разного диаметра, формуемых на гироскопических ременных центрифугах. Эта технология в дальнейшем была усовершенствована для центробежного формирования тонкостенных несущих конструкций (колонн, балок, ригелей и др.)^{*}.

В семидесятые годы под руководством Н.П. Блещика была создана автоматизированная технологическая линия вертикального формирования изделий КПД методом прессования с вакуумированием бетонной смеси, которая на десятилетия опередила зарубежные разработки в этой области.

Велись глубокие исследования в области физики бетона (И.Н. Ахвердов, Н.П. Блещик и др.), была создана национальная школа бетоноведения.

В восьмидесятые годы в Республике широко применялись различные предварительно напряженные конструкции, объем выпуска которых достигал 27..29 % от общего объема применения железобетонных конструкций (в 1992 г. было изготовлено 6,7 млн. м³ конструкционного железобетона).

Большой вклад в создание индустриальной базы сборного и предварительно напряженного железобетона в республике внесли А.Г. Тонаян, Н.П. Фролов, С.Н. Равков, М.В. Ляшкевич, В.Г. Ласточкин, Н.С. Заровкина, Г.А. Павлюкевич, Н.Н. Порович, Н.В. Маркин, Г.Ф. Шуков, Ю.А. Пупликов, В.И. Передерий, А.М. Телеш, А.Н. Гламаздин, Б.С. Марголин и др.

Начиная с 60-х годов в Научно-исследовательском институте строительных материалов (НИИСМ, директор Гончарик В.Н.) проводятся исследования легких бетонов и различных типов конструкций, в том числе предварительно напряженных, изготавливаемых с их применением (М.М. Изриелит, Г.С. Галузо и др.).

В 70-х годах в г. Минске была возведена оболочка покрытия рынка 103×103 м из сборно-монолитного железобетона с аглопоритобетонными предварительно напряженными ребристыми плитами, аналога которой нет в мире (рис. 2.5).

В г. Минске проводились крупные конференции по бетону и железобетону, семинары в рамках ФИП и т.д., что явилось признанием достижений Белорусской науки.

С 1972 г. кафедра строительных конструкций (с 1978 г. кафедра железобетонных и каменных конструкций, зав. кафедрой Т.М. Пецольд) продолжает активно работать в области теории и практики эффективных центрифугированных конструкций для зданий и сооружений широкого назначения (Т.М. Пецольд, Г.П. Пастушков, В.Г.

^{*} И.Н. Ахвердов. Технология железобетонных изделий и конструкций специального назначения. Минск, «Наука и техника», 1993 г.



Рис. 2.5.

Оболочка Комаровского рынка в г. Минске (руководитель проекта профессор В.Н. Аладов)

Казачек, И.В. Смех, Д.П. Подобед, Н.А. Рак, В.В. Тарасов, И.М. Шуберт, Д.Д. Жуков,, Т.П. Минченя, А.К. Лапчинский, С.Н. Леонович, А.Е. Шилов и др.).

Исследования, проектные работы и внедрение центрифугированных конструкций велись совместно с НИИЖБ (Г.И. Бердичевский, Л.Н. Зикеев, В.А. Клевцов); ПИ-1 г. Ленинграда (Р.А. Гершенюк), Белпромпроект (С.Г. Смирнов, В.И. Шипица) и др.

В г. Орше на ЗСЖБК создан первый в бывшем СССР цех с несколькими технологическими линиями по выпуску центрифугированных конструкций кольцевого и прямоугольного сечения для строительства одноэтажных и многоэтажных зданий широкого назначения, технологических эстакад оригинальной конструктивной схемы (В.В. Тарасов). Продолжаются исследования по предварительно напряженным опорам ЛЭП (Д.П. Подобед). До 1990 г. в Республике было возведено более 500 зданий и сооружений с применением центрифугированных конструкций кольцевого, квадратного и прямоугольного сечения (колонны, стойки и ригеля) (рис. 2.6). Ведутся исследования по морозостойкости центрифугированного бетона, механике разрушения бетона (С.Н. Леонович) и огнестойкости, что стало возможным благодаря наличию хорошо развитой производственной базы и высококвалифицированных ученых и инженерных кадров.

В 60..80-е годы Белоруссия была полигоном в бывшем СССР, где в строительство внедрялись все последние достижения в области железобетонных конструкций и технологии, новых конструктивных систем зданий и сооружений.

Начиная с 90-х годов в Республике была принята программа по созданию национального комплекса нормативных документов в строительстве. В 1995 г. в составе вновь образованного Министерства архитектуры и строительства был создан ГП «Стройтехнорм» с техническими комитетами по стандартизации (ТКС).

a)



б)

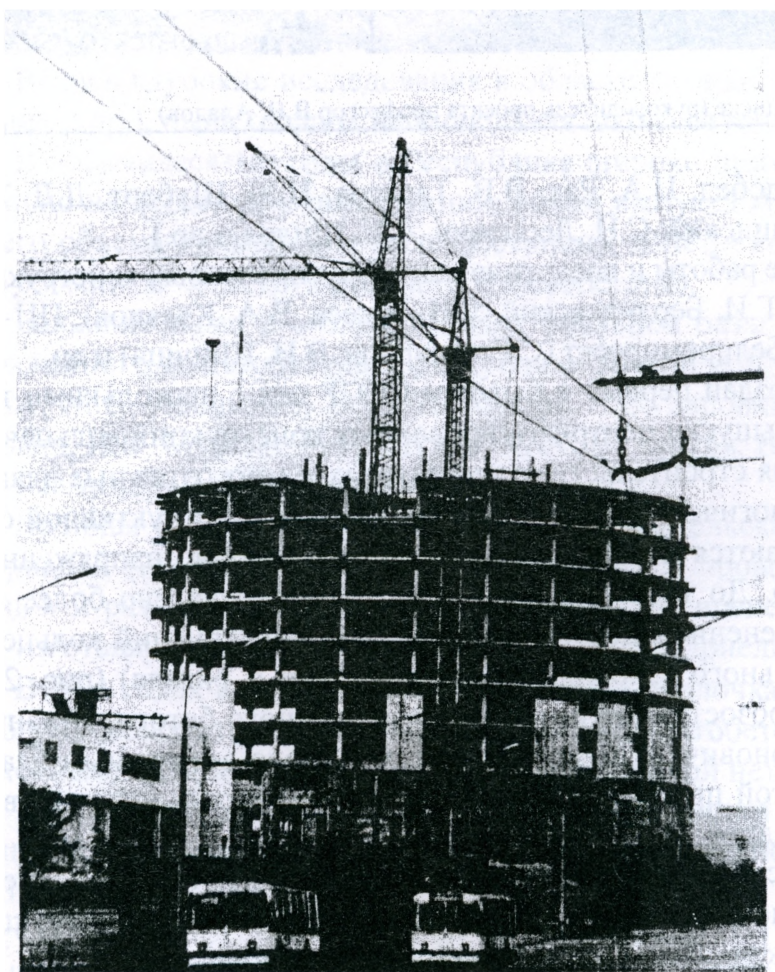


Рис. 2.6.

Применение центрифугированных конструкций в Беларуси
а) производственное здание с центрифугированными крановыми колоннами;
б) многоэтажное каркасное здание с центрифугированными колоннами

Технический комитет ТКС–8 (председатель Н.П. Блещик, зам. председателя по конструкциям Т.М. Пецольд) объединил в своем составе ведущих специалистов в области технологии, теории и практики бетона и железобетона. В рамках работ, выполняемых ТКС–8 был разработан проект строительных норм Беларуси СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования» (руководитель Т.М. Пецольд, ответственный исполнитель проф. В.В. Тур), гармонизированный с Еврокодом–2 и СНиП 2.03.01-84*. В основу СНБ положен расчет конструкций с учетом диаграмм деформирования бетона и арматуры. Разделы СНБ подготовлены с применением последних мировых достижений, а также результатов исследований белорусских ученых в области теории и практики бетона и железобетона.

Появились, научные школы в Брестском государственном техническом университете (теория сопротивления срезу железобетонных конструкций – О.А. Рочняк, Л.В. Образцов, В.Н. Малиновский, Н.Н. Яромиш, В.Н. Деркач, К.А. Зинов; напрягающие цементы и бетоны, теория расчета железобетонных конструкций из напрягающего бетона – В.В. Тур, В.Д. Будюк, А.А. Кондратчик, В.С. Басов и др.) в Полоцком Государственном университете (теория прочности и деформативности бетона – Л.Н. Фомица, теория и практика реконструкции зданий и сооружений – Д.Н. Лазовский; создание эффективной арматуры – А. Семенов, В.Д. Терин); Белорусском государственном университете транспорта (фундаментостроение – И.А. Кудрявцев и вопросы реконструкции – Д.Ю. Золотухин); в Могилевском машиностроительном университете – Я.Д. Семенюк и др.

В 80-е годы Институт строительства и архитектуры (ИСИА) был реорганизован в два института: БелНИИС и НИПТИС, которые сегодня активно работают над созданием и внедрением новых конструктивных систем каркасных сборных, сборно-монолитных и монолитных зданий и зданий КЖД со свободной планировкой квартир (А.И. Мордич, В. А. Потерщук, Т.М. Пецольд, и др.).

Под руководством проф. Н.П. Блещика выполняются крупные исследования по разработке основ реологии и структурной теории прочности и деформативности бетона, интенсивной энергосберегающей технологии производства сборных и возведения монолитных конструкций из модифицированного бетона, технологии изготовления поризованных безавтоклавных изделий и др..

Большой вклад в развитие всех направлений теории и практики современного железобетона внесли работы многих выдающихся ученых бывшего СССР, Германии, Англии, США, Канады и др. стран.

Завершая краткий исторический очерк авторы считают своим долгом отметить огромный вклад многих поколений выдающихся ученых в развитие теории и практики бетона и железобетона.

Общие вопросы теории расчета железобетона нашли отражение в трудах А.Ф. Лолейта, А.А. Гвоздева, Я.В. Столярова, С.А. Дмитриева, С.М. Крылова, Г.А. Генниева, Н.Н.д Попова, П.И. Васильева, А. П. Кириллова, А.Я. Барашикова, Е.А.. Гущеева и др.

Теория ползучести и нелинейная теория бетона и железобетона исследовалась Н.Х. Аратюняном, Н.И. Гольденблатом, А.А. Гвоздевым, С.В. Александровским, Н.Е. Прокоповичем, А.Б. Голышевым, Я.Д. Лившицем, В.М. Бондаренко, Н.Н. Улицким, В.Н. Мурашовым, П.И. Васильевым, Ю.П. Гущей и др.

Сложное напряженное состояние железобетона при различных силовых воздействиях исследовали А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, Л.К. Лукша, В.Н. Байков, Б.С.

Соколов, Х.Х. Лауль, А.С. Залесов, А.В. Яшин, Е.Н. Щербаков, С.В. Александровский, Ю.А.Климов и др.

Результаты экспериментально-теоретических исследований, практического применения стальной и стеклопластиковой арматуры, сцепление арматуры с бетоном изложены в трудах К.В. Михайлова, С.А. Мадатьяна, Н.М. Лукши, А.Н. Семёнова, Н.А. Маркарова, Г.И. Бердического, Ф.Е. Клименко, М.М. Холмянского, А.А. Оатула, Н.П. Фролова, А.Л. Шагина и др.

Специальные бетоны, добавки и бетоны на легких заполнителях исследовались М.З. Симоновым, И.Н. Ахвердовым, А.И. Звездовым, В.В. Михайловым, К.Е. Карапетяном, Ю.В. Чиненковым, С. С. Давдовым, Р. Л. Маилянном, А.С. Панаджаном, В.Н. Соломатовым, А.Б. Пирадовым, Г.Н. Шоршневым, Я.И. Дроздом, М.М. Израелитом, В.А. Пахомовым, Н.П. Блещиком, В.В. Туром и др.

В области совершенствования бетонных и железобетонных конструкций и создания на их основе новых конструктивных систем зданий и сооружений неоценимый вклад внесли Г.К. Хайдуков, В.Н. Байков, А.П. Васильев, Г.И. Бердичевский, И.Г. Людковский, В.А. Клевцов, А.П. Кудзис, Т.М. Пецольд, Г.П. Пастушков, В. В. Шугаев, В.М. Баташев, Р.А. Гершанок, А.Я. Розенблюм, Э.Н. Кодаш, А.Д. Либерман, С. Г. Смирнов, В.В. Тарасов, В.Г. Казачек, А.И. Зысман, В.А. Потерщук, Л.Б. Волчецкий, Г.А. Мадалинский, А.М. Телеш, П. Герасимчик, А.И. Шатило, В.Ф. Леуненко, Д.Н. Лазовский, М.Ф. Марковский, А.И. Мордич, В., Тур, Н.А. Рак и др.

2.2. Перспективы развития бетонных и железобетонных конструкций

Железобетон во всем мире признан одним из самых экономичных, экологически чистых, надежных и долговечных строительных материалов. И хотя за последние пятьдесят лет область применения бетона и железобетона в строительстве остается практически постоянной, материал начал активно внедряться в машиностроении, кораблестроении, при возведении платформ для добычи нефти и газа на шельфах и в других областях (рис. 2.7–2.9).

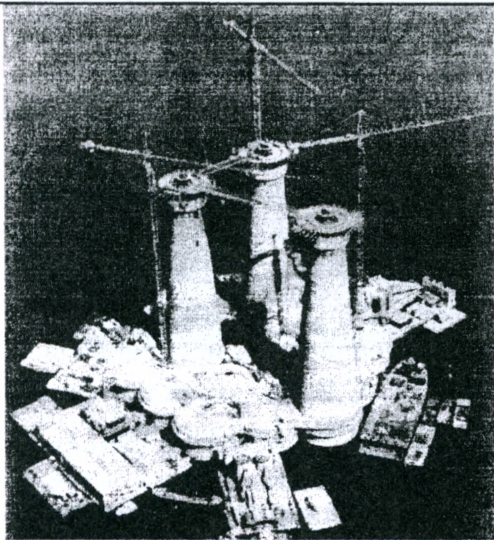


Рис. 2.7.

Возведение платформы для добычи нефти, фаза «плавающего строительства» (GufaksA, Норвегия)

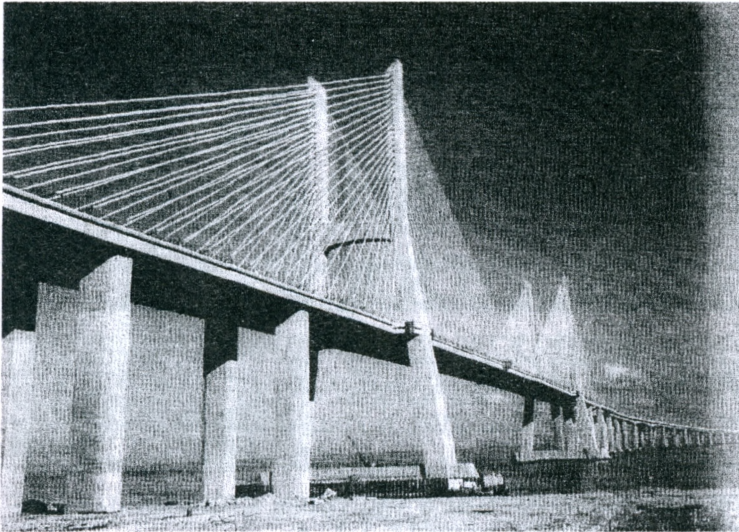


Рис. 2.8.

Мост *Васко да Гама* (Португалия) – самый длинный мост в Европе

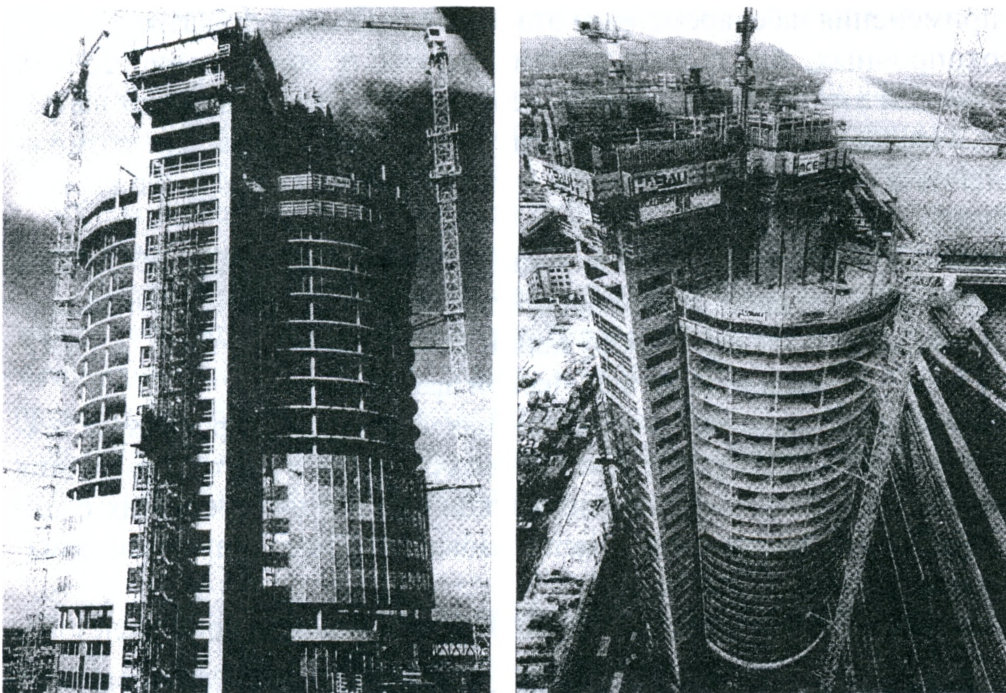


Рис. 2.9.

Применение сборного и монолитного железобетона в современном высотном строительстве – «*Башня тысячелетия*» («*Millennium Tower*», Вена), высотой 202 м

Основным потребителем бетона и железобетона несомненно является строительная отрасль. Помимо промышленного и гражданского строительства железобетон широко применяется в энергетическом строительстве при возведении атомных, тепловых и гидроэлектростанций (плотины и здания ГЭС), опоры линий электропередач, в транспортном, автомобильном и железнодорожном строительстве, строительстве аэродромов, водном транспорте: причалы, эстакады, судоходные шлюзы, плавучие пристани, баржи, суда и доки, морские платформы для добычи нефти, в сельском строительстве, при строительстве метрополитенов, шахт и других сооружений. Же-

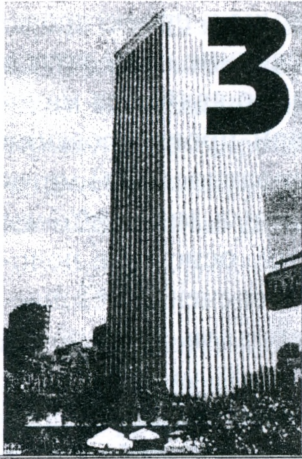
лезобетон широко применяется в военной отрасли при строительстве различных фортификационных сооружений, пусковых шахт баллистических ракет и т.д. Некоторые из примеров применения железобетона при возведении уникальных конструкций последнего десятилетия показаны на рис. 2.7–2.9.

В 2001 г. в мире было произведено до 2 млрд. м³ бетона. В начале 90-х годов Беларусь имела мощность по выпуску 8000 тыс. м³ изделий в год, в том числе изделий индустриального домостроения – 2600 тыс. м³ или 3410 тыс. кв. метров площади жилья в год. При этом объем выпуска предварительно напряженных конструкций достигал 27..29 % от общего объема производства железобетонных изделий.

В последние годы объем производства железобетонных конструкций сократился и его основным потребителем является жилищное и гражданское строительство. Как было отмечено на двух последних конгрессах ФИБ (fib) в 1994 и 1998 г.г., которые прошли под девизом «Сборный железобетон в будущем столетии», сборные конструкции, а в частности предварительно напряженные, будут дальше развиваться и совершенствоваться.

Несомненно бетон и железобетон сохранят свои ведущие позиции как основной строительный материал в XXI веке и основными приоритетными направлениями его развития и применения на современном этапе продолжают оставаться:

- разработка высокопрочных, быстротвердеющих легких и коррозионностойких бетонов с применением химических добавок; особая роль здесь отводится напрягающим бетонам. Исследования в этой области ученых БГТУ показали возможность их применения в сборно-монолитном и монолитном строительстве каркасных зданий и других сооружений;
- разработка новых видов сборных, сборно-монолитных и монолитных железобетонных конструкций с высокой унификацией изделий и создание прогрессивных конструктивных систем зданий и сооружений на их основе;
- создание новых типов стальной и неметаллической арматуры;
- создание прогрессивных, высокомеханизированных и автоматизированных технологий бетонных и арматурных работ, внедрение безопалубочного формования массовых предварительно напряженных конструкций на длинных стендах с минимальным расходом энергоносителей и использованием высокопрочной арматурной стали и высокопрочных бетонов;
- совершенствование опалубок и технологии возведения монолитного железобетона;
- повышение долговечности и надежности бетонных и железобетонных конструкций;
- совершенствование методов контроля качества бетона и арматуры, методов обследования и усиления конструкций зданий и сооружений;
- снижение отрицательного воздействия производства железобетона на окружающую среду;
- совершенствование на базе новых экспериментальных исследований теории расчета и конструирования железобетонных конструкций, в том числе с использованием современного программного обеспечения расчетов на ЭВМ.



ОСНОВЫ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Общие требования, предъявляемые при расчете железобетонных конструкций

В соответствии с требованиями, изложенными в нормах по проектированию железобетонных конструкций [1, 6], последние должны рассчитываться и конструироваться так, чтобы они:

- с назначенным уровнем безопасности воспринимали все воздействия в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции;
- удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям по обеспечению условий нормальной эксплуатации, обладая соответствующей долговечностью в сочетании с **минимальной стоимостью** эксплуатации (технического обслуживания).

Надежность конструкции* следует обеспечить соответствующим выбором материалов и рациональных конструктивных систем, проверочными расчетами, показывающими, что расчетные условия метода предельных состояний (см. п. 3.2) не превышены. Кроме того, надежность конструкции обеспечивается выполнением конструктивных требований, а также производственным контролем качества при возведении строительного объекта.

3.2. Метод предельных состояний

3.2.1. Расчетные условия метода предельных состояний

В общем случае за меру безопасности принимают вероятность P того, что мгновенное состояние конструкции $S(t)$ в любой момент времени t принадлежит системе допустимых состояний $\{S_{dop}\}$ в течение всего планируемого периода эксплуатации объекта T , т.е. выполняется условие:

$$B = P[S(t) \in \{S_{dop}\}_{0 \leq t \leq T}]. \quad (3.1)$$

* Международные нормы [7] определяют надежность как сумму следующих составляющих: 1) безопасности; 2) пригодности к нормальной эксплуатации; 3) долговечности. При этом безопасность рассматривается как выполнение условий предельных состояний первой группы для конструкций в момент введения объекта в эксплуатацию.

Необходимо отметить, что полностью вероятностные подходы к проектированию строительных конструкций, интенсивно развиваемые в последние годы хотя и приводят к весьма интересным утверждениям общего характера, но являются мало пригодными для практического применения. В связи с этим при проектировании железобетонных конструкций используют упрощенные (полувероятностные) методы, которые вводят эквивалент вероятностной меры безопасности в виде системы детерминистических неравенств *метода предельных состояний*, основные положения которого в соответствии с ГОСТ 27751 направлены на обеспечение безопасной работы конструкции с учетом изменчивости свойств материалов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также степени ответственности (значимости) проектируемых объектов, определяемой материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности.

При расчете по методу предельных состояний четко выделены предельные состояния конструкции, использована система частных коэффициентов безопасности, введение которых гарантирует, что предельное состояние конструкции не наступит при самых неблагоприятных значениях и сочетаниях нагрузок и минимальных значениях прочностных характеристик материалов.

По определению, содержащемуся в нормах [1], *предельным состоянием* является такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять заданным требованиям*.

При расчетах железобетонных конструкций выделяют две группы предельных состояний:

- *предельные состояния первой группы*, связанные с потерей прочности, устойчивости и другими формами разрушения конструктивной системы или ее элементов, создающего опасность для жизни людей;
- *предельные состояния второй группы*, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций и связанные с ограничением: а) чрезмерных деформаций и перемещений, неблагоприятно воздействующих на внешний вид конструкции, затрудняющих протекание технологических процессов, создающих повреждения отделки и других неконструктивных (декоративных и вспомогательных) элементов; б) недопустимого трещинообразования в бетоне конструкции, неблагоприятно влияющего на ее внешний вид и долговечность; в) вибрационных воздействий, создающих дискомфорт для людей, повреждения зданий или их частей.

Расчеты по предельным состояниям первой группы, являются наиболее важными и ответственными, т.к. они определяют безопасность конструкции и включают:

- расчеты по прочности;
- расчеты по устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплытие и т.д.);
- расчеты на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки.

Расчет по предельным состояниям первой группы производят из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция в расчетном сечении с трещиной.

* Проект Единых Европейских норм Eurocode-2 содержит несколько отличное определение предельного состояния согласно [6, 11]. Предельное состояние (*Limit State*) – это такое состояние, при достижении которого конструкция только в чрезвычайно коротком интервале времени по отношению к назначенному сроку эксплуатации удовлетворяет заданным требованиям.

торые может воспринять конструкция в расчетном сечении с трещиной. Расчетным критерием исчерпания несущей способности конструкций и систем из них при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил следует считать исчерпание прочности сечений, влекущее за собой потерю геометрической неизменяемости конструкции, системы или отдельного элемента.

Расчетные условия метода предельных состояний в общем случае имеют вид:

$$E_d \leq R_d, \quad (3.2)$$

где E_d – расчетное значение эффекта от воздействия (внутреннего усилия или вектора внутренних усилий);

R_d – расчетное значение предельного усилия (вектора предельных усилий), которое способно воспринимать конструкция.

Расчетное значение эффекта от воздействия (например, внутреннего усилия или вектора внутренних усилий, вызванные действием внешней нагрузки) в общем виде может быть записано:

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E\{\gamma_{fi} F_{rep,i}; a_d\}, \quad i \geq 1 \quad (3.3)$$

где a_d – расчетные значения геометрических характеристик конструкции;

γ_{sd} – частный коэффициент, учитывающий погрешности (ошибку) расчетной модели, применяемый для определения эффекта от воздействия (например, внутренних усилий в расчетном сечении), а также возможные ошибки при моделировании собственно воздействий;

γ_{fi} – частный коэффициент безопасности для воздействия, учитывающий возможность неблагоприятного отклонения от его репрезентативного значения $F_{rep,i}$, определяемого по формуле:

$$F_{rep,i} = \psi F_k, \quad (3.4)$$

здесь F_k – нормативное значение воздействия (эффекта воздействия);

ψ – коэффициент сочетаний для воздействия, учитывающий вероятность их совместного появления в расчетной ситуации (см. п. 3.4).

Как правило, выражение (3.3) представляют в упрощенной записи вида:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\}, \quad i \geq 1 \quad (3.5)$$

где $\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{fi}$.

В свою очередь расчетное значение предельного усилия (вектора предельных усилий), которое способна воспринять конструкция, может быть записано в следующей обобщенной форме:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{x_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{x_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\}, \quad i \geq 1, \quad (3.6)$$

где $x_{k,i}$ – нормативное значение характеристики свойств материала;

γ_{Rd} – частный коэффициент, учитывающий погрешности (ошибку) расчетной модели, применяемой при определении предельных усилий;

η_i – среднее значение корректирующего коэффициента, учитывающего влияние масштабного фактора, эффектов от температуры, влажности и т.д. на характеристики материала в стандартном образце и конструкции;

$\gamma_{m,i}$ – частный коэффициент безопасности для материала, учитывающий возможность неблагоприятного отклонения характеристики свойства материала от ее нормативного значения.

Выражение (3.6) представляют подобно (3.5) в упрощенной записи:

$$R_d = R \left\{ \eta_i \frac{x_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\}, i \geq 1, \quad (3.7)$$

где $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}$.

При проверке предельного состояния конструкции по статическому равновесию используют условие:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}, \quad (3.8)$$

где $E_{d,dst}$ – расчетный эффект воздействий дестабилизирующих конструктивную систему (например, опрокидывающий момент, действующий на подпорную стенку);

$E_{d,stab}$ – стабилизирующий эффект воздействий (например, момент, удерживающий подпорную стенку в равновесии).

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчеты по образованию, раскрытию и закрытию (зажатию) трещин;
- расчеты по деформациям (прогибам, перемещениям).

При расчете по предельным состояниям второй группы проверяется общее условие, согласно которому значения расчетных эффектов, вызванных воздействиями E_d (например, ширина раскрытия трещин или прогибы) не должны превышать допустимых значений, установленных нормативным документом:

$$E_d \leq C_d, \quad (3.9)$$

где C_d – допустимое значение эффекта (прогиба, ширины раскрытия трещин), установленное нормативным документом с точки зрения обеспечения нормальных условий эксплуатации конструкции.

3.2.2. Нормирование коэффициентов безопасности в методе предельных состояний

При назначении частных коэффициентов безопасности метода предельных состояний (γ_F , γ_M), участвующих в выражениях (3.5) и (3.7), нормативные документы [7, 9] допускают два подхода:

- а) по соглашению специалистов, основываясь на долговременном инженерном опыте проектирования и строительства объектов (метод экспертных оценок);
- б) по результатам статистического моделирования на базе экспериментальных данных и полевых наблюдений, исходя из назначенной меры безопасности конструкции.

Меру безопасности строительных конструкций в соответствии с [7, 9] принято выражать в виде формальной вероятности разрушения (отказа) P_f , либо так называемого индекса надежности β , связанных следующей зависимостью:

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (3.10)$$

где $\Phi(\bullet)$ – функция Лапласа;

β – индекс надежности;

P_f – вероятность разрушения (отказа) конструкции, определяемая

$$P_f = P(g \leq 0) = P(R_d - E_d \leq 0). \quad (3.11)$$

Если функция g подчиняется закону нормального распределения, то вероятность разрушения (отказа) P_f можно представить в виде:

$$P_f = P(g \leq 0) = P(g \leq \mu_g - \beta \cdot \sigma_g), \quad (3.12)$$

где μ_g – среднее значение g ;

σ_g – среднеквадратичное отклонение g .

В таблице 3.1 представлены значения индексов надежности β , соответствующие вероятности отказа P_f .

Таблица 3.1.

Взаимосвязь между индексом надежности β и вероятностью отказа P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Нормы [7, 9] устанавливают три класса надежности строительных конструкций, разделяемые в зависимости от последствий, вызываемых разрушением, присваивая каждому из классов свои значения индексов надежности (см. табл. 3.2).

Таблица 3.2.

Рекомендуемые минимальные значения индекса надежности β

(при расчете по предельным состояниям первой группы) согласно [7, 9]

Класс надежности	Минимальное значение β	
	для расчетного периода $t = 1$ год	для расчетного периода $t = 50$ лет
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Исходя из назначенных индексов надежности β выполняют калибровку (подбор) частных коэффициентов безопасности γ_{xi} , соответствующих принятому классу надежности для проектируемых конструкций. Для упрощения расчетной процедуры общую меру безопасности β разделяют на две составляющие: β_E и β_R , приписанные соответственно эффектам от внешних воздействий E_d и расчетным значениям предельных усилий R_d (рис. 3.1), меры безопасности которых могут быть выражены:

$$\beta_E = \alpha_E \cdot \beta \text{ при } P(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \cdot \beta); \quad (3.13)$$

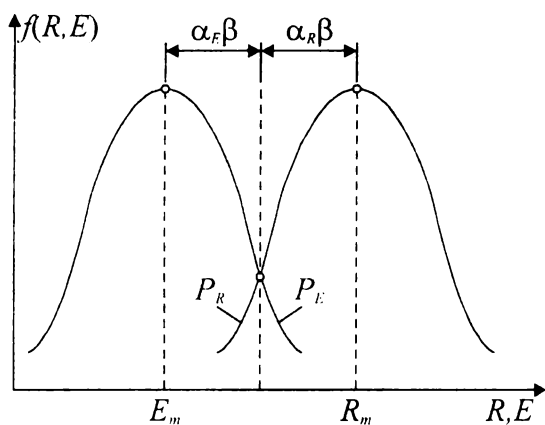


Рис. 3.1.

К определению индексов β_E и β_R согласно [9]

$$\beta_R = \alpha_R \cdot \beta \text{ при } P(R < R_d) = \Phi(-\alpha_R \cdot \beta), \quad (3.14)$$

где α_R, α_E – т.н. коэффициенты чувствительности, принимаемые согласно [9] $\alpha_E = -0,7, \alpha_R = 0,8$.

Используя представленный метод калибровки могут быть получены соответствующие значения частных коэффициентов безопасности γ_M и γ_F , используемые в расчетных условиях метода предельных состояний для назначенного класса надежности конструкции. Как показывает анализ, принятая в нормативных документах система частных коэффициентов безопасности (см. разделы 3.4, 3.5) позволяет производить расчет по первой группе предельных состояний конструкций, относящихся в основном ко второму классу надежности согласно [7, 9].

При расчетах по предельным состояниям второй группы используют нормативные значения воздействий и нормативные значения характеристик свойств материалов, принимая значения частных коэффициентов безопасности равными единице.

3.3. Идеализация железобетонных конструкций

Целью статического расчета железобетонных конструкций является определение значений и распределения внутренних усилий (моментов, продольных и поперечных сил), используемых для расчета сечений. Статическому расчету всегда предшествует принятие расчетных положений и допущений, в соответствии с которыми фактический конструкционный элемент заменяется некоторым идеализированным элементом, для которого следует затем сформулировать теоретическую расчетную модель (аналитическую или численную), учитывающую:

- геометрическую идеализацию конструктивной системы (геометрическая модель);
- идеализацию поведения материалов при действии нагрузок (физическая модель);
- идеализацию нагрузок (модель нагрузок).

Концепция геометрической идеализации вытекает из размеров, геометрической формы элементов, а также их взаимного расположения в пространстве в пределах конструктивной системы. Основой классификации геометрических моделей, соответствующих фактическим строительным объектам является выполнение установленных геометрических пропорций для рассматриваемых элементов, подвергаемых идеализации (табл. 3.3).

Таблица 3.3.

Условия геометрической идеализации конструктивных элементов согласно [7]

Вид элемента	Геометрические условия
Балка пролетом l , имеющая высоту поперечного сечения h	$l/h \geq 2$
Стойка высотой H и высотой поперечного сечения h	$H/h \geq 2$
Плита с наименьшей стороной l_{min} и толщиной h	$l_{min}/h \geq 4$
Балка-стенка пролетом l и толщиной h	$l/h < 2$

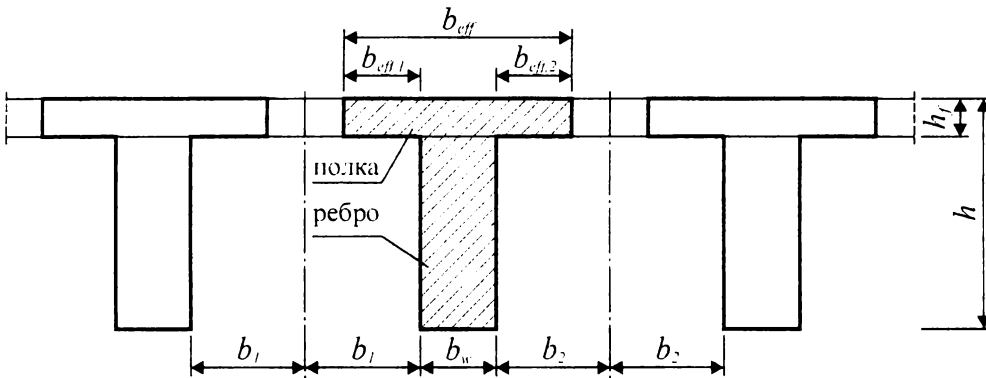


Рис. 3.2.

Геометрическая идеализация размеров тавровой балки, вводимой в расчет согласно [7]

Так, в железобетонных тавровых балках, когда стенка монолитно соединена с полкой, принимаемая к расчету ширина полки, взаимодействующая с ребром, зависит от ее геометрических размеров, вида и условий нагружения, условий опирания и армирования опорных участков. Согласно требованиям норм по проектированию железобетонных конструкций [1, 6] эффективную ширину b_{eff} полки тавровых балок (рис. 3.2) следует определять:

– для тавровых сечений с двусторонним вылетом полки

$$\begin{aligned} b_{eff} &= b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w \\ b_{eff} &= b_w + l_0/5 \leq b \end{aligned} \quad (3.15)$$

– при одностороннем вылете полки

$$b_{eff} = b_w + l_0/10 \leq b, \quad (3.16)$$

где l_0 – расстояние между нулевыми точками на эпюре изгибающих моментов, действующих в рассматриваемой тавровой балке.

Кроме того, при расчетах прочности следует учитывать следующие дополнительные условия:

– для тавровых балок с двусторонним вылетом полки:

$$b_{eff,1} \leq 6h_{f1} \text{ и } b_{eff,2} \leq 6h_{f2}; \quad (3.17)$$

– то же при одностороннем вылете полки:

$$b_{eff,1} \leq 4h_f \text{ и } b_{eff,2} \leq 4h_f \quad (3.18)$$

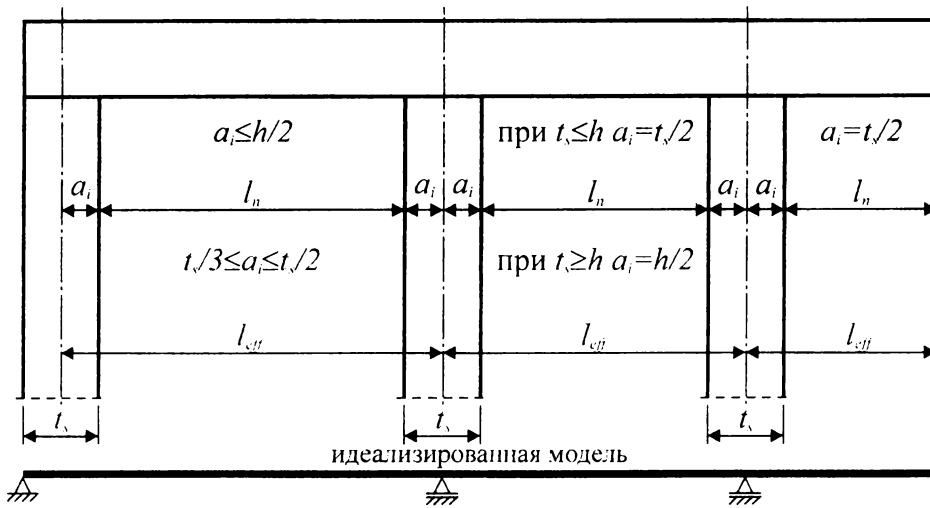


Рис. 3.3.

К определению величины эффективных пролетов неразрезных и консольных балок согласно [40]

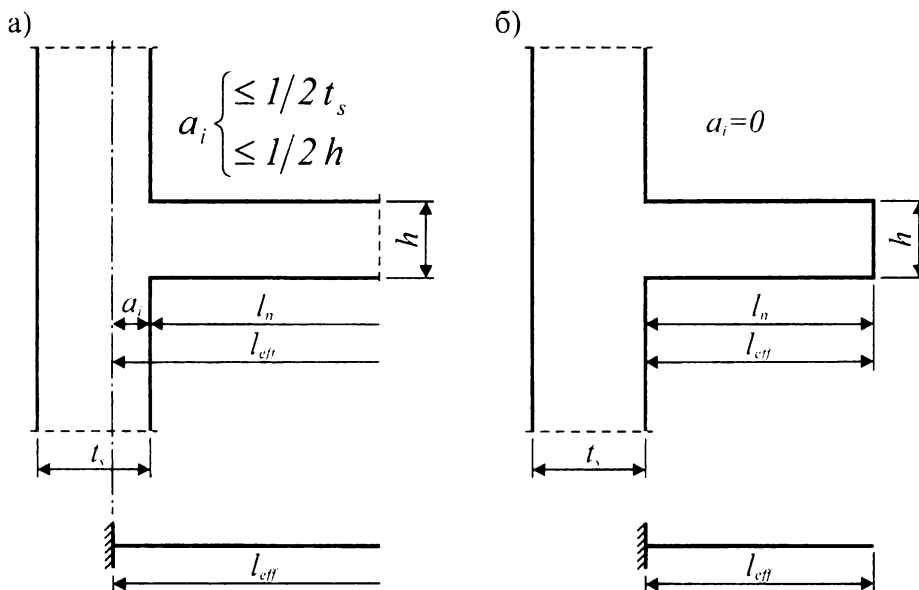


Рис. 3.4.

К определению эффективных пролетов элементов, имеющих защемление согласно [6, 40] для случаев
 а) защемленный конец неразрезной балки (плиты);
 б) отдельно стоящая консоль.

При построении геометрической модели конструкции необходимо назначать величину эффективного (или расчетного) пролета элемента. При этом учитывается фактическая ширина опор t_s , поддерживающих элемент. Согласно требованиям нормативных документов [1, 6] величину эффективного пролета определяют по формуле:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (3.19)$$

где l_n – пролет элемента в свету опор;

a_1, a_2 – дополнительные участки опирания, зависящие от ширины опоры и условий опирания элемента (рис. 3.3).

В представленной выше геометрической модели, опоры, имеющие фактическую ширину, приводят к идеализированным точечным опорам. Точки опирания

определяют с учетом ширины опоры t_s и участка a_i (см. рис. 3.3 и рис. 3.4). На крайней опоре балки (или плиты, рис. 3.3):

$$\frac{1}{3}t_s \leq a_i \leq \frac{1}{2}t_s \text{ и } a_i \leq \frac{1}{2}h. \quad (3.20)$$

Для жестко заделанной консоли балки или плиты (рис. 3.4):

$$a_i \leq \frac{1}{2}t_s \text{ и } a_i \leq \frac{1}{2}h, \quad (3.21)$$

где h – высота сечения балки или толщина плиты.

Для отдельно стоящих изгибаемых консолей (рис. 3.4б) эффективный пролет (вылет) следует назначать как расстояние, отсчитываемое от грани опоры ($l_{eff} = l_n$).

В случае опирание балок на шарнирные опоры эффективный пролет элементов определяют между осями шарниров.

Вопросы идеализации свойств материалов и воздействий при расчетах железобетонных конструкций рассмотрены в соответствующих разделах (см. разделы 3.4, 3.5).

3.4. Воздействия на железобетонные конструкции в методе предельных состояний

Элементы конструктивной системы подвергаются двум видам воздействий, к которым согласно [1, 6] относят:

- силы, приложенные непосредственно к конструкции и вызывающие в ее элементах напряжения либо перемещения, определяемые термином «*прямое воздействие*» или нагрузка;
- вынужденные деформации элементов конструкций, вызванные перемещениями связей, соединяющих их с другими элементами, осадками оснований либо собственными деформациями (неравномерные осадки, температурно-усадочные эффекты, ползучесть), вызывающие реактивные силы, которые принято определять термином «*косвенные*» или «*непрямые*» воздействия.

Воздействия подразделяются в зависимости от характера их изменения во времени и в пространстве. **Первая группа**, учитывающая изменение величины воздействий по времени, включает:

- постоянные воздействия (нагрузки) G , например, собственный вес конструкции, вес стационарного оборудования и т.д.;
- переменные или временные воздействия (нагрузки) Q , например, полезная нагрузка на конструкции перекрытий, ветровые и снеговые нагрузки;
- особые (аварийные) воздействия A , вызванные, например, взрывом, ударом транспортного средства и т.д.

Вторая группа, учитывающая изменение положения нагрузки в пространстве, включает:

- стационарные (неподвижные) нагрузки, например, собственный вес конструкции (для конструкций очень чувствительных к изменению собственного веса);

– нестационарные (или подвижные) нагрузки, вызывающие изменения в распределении усилий, например, подвижные эксплуатационные нагрузки.

Для постоянных воздействий, имеющих значительный коэффициент вариаций, либо значения которых могут изменяться в процессе эксплуатации объекта, устанавливают два нормативных значения: верхнее $G_{k,sup}$ и нижнее $G_{k,inf}$. В остальных случаях достаточно использовать одно нормативное значение G_k .

Нормативные значения нагрузок и воздействий следует принимать согласно СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [3]. Нормативные значения нагрузок могут быть назначены заказчиком или проектировщиком при согласовании с заказчиком. В этом случае значения принимаемых нормативных нагрузок не должны превышать значений, установленных СНиП 2.01.07–85 [3].

Временные воздействия определяются их нормативными значениями Q_k .

Определение нормативных значений воздействий $\{F_k\}$ в общем случае является достаточно сложной проблемой. Это связано, главным образом, с тем, что воздействия относятся к так называемым стохастическим процессам, описываемым случайными функциями времени.

В рамках метода предельных состояний в соответствии с нормами [1, 6] прибегают к упрощениям, рассматривая для нагрузок несколько значений, которые принято называть *репрезентативными*: нормативное (характеристическое) значение F_k – используемое при расчетах по предельным состояниям первой группы; частное значение F_f – используемое при расчетах по предельным состояниям второй группы от кратковременного нагружения; длительное или практически постоянное (англ. *quasi-permanent*) значение F_p – применяемое при расчетах по предельным состояниям второй группы от длительного нагружения; а также комбинационное значение F_c – используемое в расчетных комбинациях нагрузок при расчетах по предельным состояниям первой группы.

Для постоянных нагрузок $\{G\}$, изменчивость которых во времени, как правило, не является столь ощутимой, все перечисленные репрезентативные значения являются идентичными.

Определение нормативных значений временных (переменных) нагрузок $\{Q_k\}$ согласно [7] связано с выявлением среднего периода времени t_r между очередными превышениями уровня Q_k (рис. 3.5).

Нормативным значением временной нагрузки Q_k согласно [7] принято считать значение, имеющее период превышения t_r , связанный с планируемым сроком эксплуатации объекта T следующей зависимостью:

$$t_r(Q_k) = \frac{1}{\ln(1/p)} T, \quad (3.22)$$

где p – вероятность непревышения временной нагрузкой нормативного значения Q_k в течение планируемого срока эксплуатации объекта, принимаемая равной, как правило, $p = 50\%$.

При принятом значении вероятности ($p = 50\%$) нормативное значение (характеристическое) значение Q_k является медианой максимальной нагрузки в интервале времени T . Из зависимости (3.22) при $p = 0,5$ получаем $t_r(Q_k) = 1,44T$, то есть временной горизонт, обеспечивающий достоверное прогнозирование нормативной нагрузки.

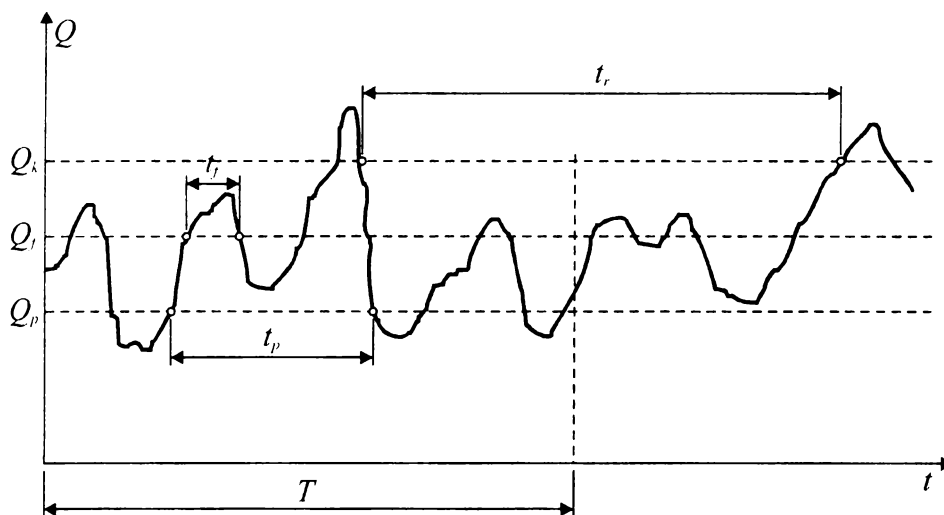


Рис. 3.5.

Примерная схема реализации временной (переменной) нагрузки Q_k

Основой определения репрезентативных значений нагрузок, используемых при расчетах по предельным состояниям второй группы является так называемый коэффициент относительной продолжительности превышения (рис. 3.5), определяемый:

- для частого значения Q_f $c_f = \sum t_f / T$;
- для практически постоянного Q_p $c_p = \sum t_p / T$.

Так, принимая согласно [7, 35] $c_f \approx 0,05$, а $c_p \approx 0,9$ для планируемого срока эксплуатации $T = 80$ лет нормативная нагрузка Q_k определяется значением, появляющимся в среднем один раз в 115 лет ($1,44 \times 80$), частое значение Q_f будет превышено в общей сложности в течение 4 лет за весь период эксплуатации ($0,05 \times 80$), а продолжительность превышения практически постоянных значений Q_p составит 72 года ($0,9 \times 80$). На практике репрезентативные значения временных нагрузок выражают в долях от нормативного значения при помощи коэффициентов ψ_i :

$\psi_0 Q_k$ – редкое комбинационное значение;

$\psi_1 Q_k$ – частое комбинационное значение;

$\psi_2 Q_k$ – практически постоянное комбинационное значение.

Значения коэффициентов сочетаний ψ_i представлены в табл. 3.4.

Расчетные значения нагрузок F_d определяют путем умножения их нормативного значения F_k на частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_F (см. табл. 3.5)

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k \quad (3.23)$$

– для постоянных нагрузок

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \quad (3.24)$$

– для временных нагрузок

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ или } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k; \quad (3.25)$$

– для особых нагрузок (если непосредственно не устанавливается A_d) $A_d = \gamma_A \cdot A_k$.

Таблица 3.4.

Значения коэффициентов сочетаний для временных нагрузок ψ_i

№ п/п	Нагрузка	Значение коэффициента		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	Временные нагрузки на перекрытия:			
1а	Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев; террасы, балконы; торговые залы площадью до 50 м^2 и т.д.;	0,7	0,5	0,3
1б	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, офисы; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения; кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения и науки и т.д.;	0,7	0,5	0,3
1в	Помещения административных и общественных зданий, гаражи, многоэтажные стоянки, спортзалы, трибуны; библиотеки и архивы, зрительные залы; торговые залы площадью более 50 м^2 ;	0,7	0,7	0,6
1д	Складские помещения	1,0	0,9	0,8
	Транспортные проезды при			
	а) весе транспортного средства не более 30 кН;	0,7	0,7	0,6
	б) то же более 30 кН но менее 160 кН;	0,7	0,5	0,3
2	Снеговая нагрузка	0,7	0,5	0,2
3	Ветровая нагрузка	0,6	0,2	0
4	Температурное воздействие (за исключением пожара)	0,6	0,5	0
5	Другие, включая крановые	0,8	0,7	0,5

Таблица 3.5.

Значения частных коэффициентов безопасности γ_F для нагрузок

Эффект от воздействия	Вид нагрузки	Постоянная G_k γ_G	Временная нагрузка Q_k γ_Q	
			одна из временных нагрузок с нормативным значением	остальные с их комбинационными значениями
Неблагоприятный		1,35	1,50	1,50
Благоприятный		1,00	0	0

Примечания: 1. Значения коэффициентов γ_F для веса оборудования принимать по СНиП 2.07.01. 2. Значения коэффициента γ_Q для крановых нагрузок принимать в зависимости от режима работы крана по СНиП 2.07.01, но не менее указанных в табл. 3.5.

Значения частных коэффициентов безопасности γ_F для нагрузок при проверке статического равновесия конструкции следует принимать по табл. 3.6.

Таблица 3.6.

Значения частных коэффициентов безопасности γ_F для нагрузок при проверке условий статического равновесия

Нагрузки	Частный коэффициент безопасности γ_F	
	основная комбинация	особая комбинация
а) постоянные (собственный вес конструкции или ее элементов, напор воды, давление грунта) при эффекте:		
– неблагоприятном	1,1	1,0
– благоприятном	0,9	1,0
б) временные при эффекте:		
– неблагоприятном	1,5	1,0
– благоприятном	0	0
в) особые	–	1,0

Величины расчетных нагрузок следует определять для комбинаций, в которых участвуют расчетные значения, представленные в табл. 3.7.

Таблица 3.7.

Расчетные значения нагрузок, используемых в комбинациях

Расчетная комбинация	Постоянная нагрузка G_d	Временные нагрузки		Особые нагрузки
		первая со своими нормативными значениями	остальные со своими комбинационными значениями	
Основная	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	–
Особая	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k^*$

*Если непосредственно не установлено значение A_d .

Расчетные значения нагрузок, представленные в табл. 3.7, следует объединять в комбинации:

- при постоянных и временных расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или предварительного напряжения (основная комбинация)

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.26)$$

- особая комбинация

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,l} \cdot Q_k + \sum_{i>l} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.27)$$

- где $G_{k,j}$ – нормативные значения постоянных нагрузок;
 $Q_{k,l}$ – нормативное значение одной из временных нагрузок;
 $Q_{k,i}$ – нормативные значения оставшихся временных нагрузок;
 A_d – расчетное значение особого воздействия;
 $\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;
 $\gamma_{GA,j}$ – то же для особой комбинации;
 $\gamma_{Q,j}$ – то же для временных нагрузок;
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 – коэффициенты сочетаний нагрузок, принимаемые по табл. 3.4.

При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы следует принимать следующие комбинации нагрузок:

- нормативная комбинация

$$\sum_j G_{k,j} (+P) + Q_{k,l} + \sum_{i>l} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.28)$$

- частая комбинация

$$\sum_j G_{k,j} (+P) + \psi_{1,l} \cdot Q_{k,l} + \sum_{i>l} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.29)$$

- практически постоянная комбинация

$$\sum_j G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq l} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.30)$$

Для конструкций зданий нормативная комбинация нагрузок может быть упрощена следующим образом:

- для расчетных ситуаций, когда действует только одна временная нагрузка $Q_{k,l}$

$$\sum_j G_{k,j} (+P) + Q_{k,l} \quad (3.31a)$$

- для расчетных ситуаций, когда действует две или более временных нагрузок $Q_{k,i}$

$$\sum_j G_{k,j} (+P) + 0.9 \sum_{i \geq l} Q_{k,i} \quad (3.31b)$$

В расчетах по предельным состояниям второй группы следует принимать комбинацию, которая дает наиболее неблагоприятный эффект.

3.5. Нормативные и расчетные характеристики материалов в методе предельных состояний

Прочностные характеристики бетона и арматуры, как и большинства материалов, не являются постоянными величинами в пределах назначенных классов. Так, например, прочность бетона, изготовленного из одной исходной смеси, может изменяться в значительных пределах в зависимости от целого ряда технологических

факторов, размера и формы изделия, условий и сроков твердения, характера приложения и длительности действия нагрузки.

Для того, чтобы обеспечить требуемую надежность конструкции, необходимо для бетона или арматурной стали данного класса назначить такие величины расчетных сопротивлений, которые в подавляющем большинстве случаев были бы не ниже возможных фактических сопротивлений бетона и арматуры в конструкции. Как следует из опытных наблюдений, изменчивость прочностных характеристик бетона и арматуры имеет случайный характер и подчиняется вероятностно-статистическим законам. Поэтому для оценки прочностных характеристик бетона и арматуры, внесенных в методы расчета железобетонных конструкций используют вероятностный подход.

Изменчивость прочности бетона и арматуры принято характеризовать так называемыми кривыми распределения прочности, представляющими собой график, но оси абсцисс которого откладывают прочностную характеристику (бетона или арматуры), получаемую из испытаний большого количества образцов одного класса по прочности, а на оси ординат – частоту (количество) случаев появления того или иного значения прочностной характеристики (рис. 3.6а).

На основании полученной кривой распределения могут быть выведены следующие обобщенные статистические характеристики:

– средняя прочность

$$f_m = \frac{f_1 \cdot n_1 + f_2 \cdot n_2 + \dots + f_n \cdot n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n}, \quad (3.32)$$

которая в соответствии с законом больших чисел при увеличении числа испытаний будет приближаться к математическому ожиданию;

– дисперсия, определяющая рассеивание случайной величины относительно математического ожидания:

$$D(f) = \frac{(f_1 - f_m)^2 \cdot n_1 + (f_2 - f_m)^2 \cdot n_2 + \dots + (f_n - f_m)^2 \cdot n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n}, \quad (3.33)$$

– среднее квадратичное отклонение (стандарт), определяемое как положительное значение квадратного корня из дисперсии:

$$S = \sqrt{D(f)}. \quad (3.34)$$

Дисперсия и стандарт характеризуют отклонение случайной величины от ее среднего значения.

Кривые распределения прочности бетона и арматуры имеют, как правило, симметричный характер, поскольку причины, вызывающие отклонение прочностной характеристики от среднего значения в ту либо другую сторону действуют в одинаковой мере. Такие кривые (см. рис. 3.6б) принято называть кривыми нормального распределения. Следует отметить, что кривые распределения прочностных характеристик асимптотически приближаются к оси абсцисс, не пересекая ее. Поэтому в принципе не существует определенной граничной (минимальной или максимальной) величины прочности материала. В качестве теоретической функции распределения случайной величины принята функция нормального распределения Гаусса:

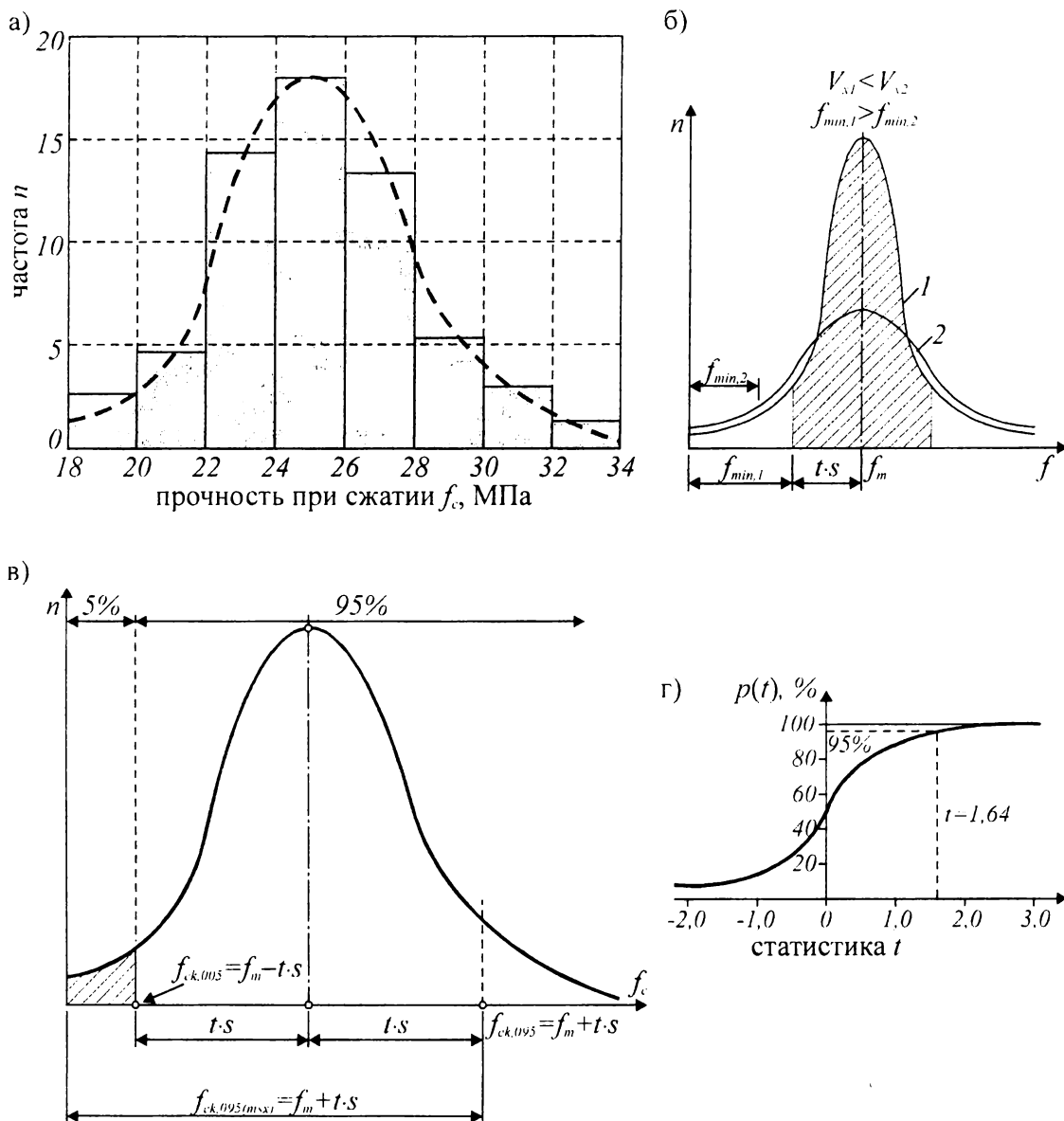


Рис. 3.6.

Гистограмма опытных результатов при испытании прочности бетона (а), кривые нормального распределения прочностей материала (б, в) и зависимость « $p-t$ » (г)

$$n(f) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(f_i - f_m)^2}{2S^2}\right]. \quad (3.35)$$

Из графика нормального распределения, показанного на рис. 3.6в, следует, что средняя прочность f_m соответствует пику этой кривой, т.е. наибольшей частоте случаев. Остальные значения отклоняются от среднего в ту либо иную сторону. Причем, чем больше отклонение, тем реже оно наблюдается в испытаниях. Таким образом, для использования в расчетах следует назначать такое сопротивление материала, выраженное через отклонение от средней прочности, частота появления которого была бы заранее задана (рис. 3.6в):

$$f = f_{min} = f_m - t \cdot S, \quad (3.36)$$

где t – статистика распределения или число, характеризующее площадь, ограниченную осью абсцисс и кривой распределения.

Характеристику прочности можно выразить в относительных величинах:

$$\frac{f}{f_m} = \frac{f_m - t \cdot S}{f_m} = 1 - t \left(\frac{S}{f_m} \right). \quad (3.37)$$

Отношение $V_x = S/f_m$ называется коэффициентом изменчивости или коэффициентом вариации. Таким образом, несложно заметить, что кривые распределения, имея одинаковую среднюю прочность f_m , могут отличаться по своей форме (рис. 3.6б), которая характеризуется коэффициентом вариации V_x . Более пологие кривые распределения имеют высокий коэффициент изменчивости и, следовательно, характеризуют большой разброс результатов. Напротив, более крутые кривые имеют низкий коэффициент вариации V_x и более постоянные результаты, ближе к среднему.

Поэтому для некоторой минимальной частоты случаев появления сопротивления материала для более пологой кривой распределения должно быть принято значительно ниже, чем для крутой (рис. 3.6б).

Как показано в монографии [24] кривые распределения, полученные из опыта, носят эмпирический характер и не могут дать точной вероятности появления той или иной величины прочности материала. Для определения этих значений и используется закон нормального распределения *Гаусса*. Исходя из этого закона устанавливают **нормативное значение** прочности f_k , которое бы отвечало некоторой заданной обеспеченности P , определяющей относительное число случаев, при которых прочность материала окажется выше нормативной.

Для определения нормативных прочностных характеристик материалов принимают значение обеспеченности не менее 0,95, обозначающее, что не менее чем в 95 случаях из 100 прочность материала будет выше нормативной. Как следует из [24] такая обеспеченность является весьма высокой и дает ощутимый запас прочности конструкции. Тогда связь между нормативным и средним значениями прочности при $t = 1,64$ (см. рис. 3.6г) выражается формулой:

$$f_k = f_m(1 - 1,64V_x), \quad (3.38)$$

где f_k – нормативное значение прочности;

f_m – средняя прочность;

V_x – коэффициент вариации прочности, принимаемый по результатам статистических оценок.

Принцип определения нормативных сопротивлений арматуры несколько отличается от описанного выше. Вместо контролируемого среднего значения при определении нормативного сопротивления арматурных стержней в ф. (3.38) принимают контролируемый браковочный минимум предела текучести (физического или условного), соответствующего обеспеченности 0,95.

Как было показано выше, изменчивость прочности бетона учитывается вероятностным методом. Вместе с тем, на дальнейших этапах изготовления конструкции (при транспортировке, укладке, уплотнении, твердении бетонной смеси и т.д.) многочисленные факторы могут привести к отклонениям фактической прочности от

нормативного значения. Кроме того, в силу неоднородности бетона, наблюдаются отклонения в прочности, как по сечению, так и по длине конструкции. Учесть эти отклонения статистическим путем пока не представляется возможным, поскольку отсутствует достаточное количество точных данных о прочности бетона в конструкции*. В связи с этим возможные отклонения прочности бетона в конструкции учитывают путем введения специальных частных коэффициентов безопасности по материалу γ_M , большим единицы (см. раздел 3.2).

Значения частных коэффициентов безопасности для бетона и арматуры, принятые в нормах [1, 6, 11], приведены в табл. 3.8.

Таблица 3.8.

Значения частных коэффициентов безопасности для материалов согласно [1, 6, 11] (основное сочетание нагрузок)

Тип конструкции	Частный коэффициент безопасности (предельные состояния первой группы)		
	бетон γ_c	арматура, γ_s	
		ненапрягаемая S240, S500	напрягаемая S800, S1200, S1400
1. Бетонные конструкции	1,8	–	–
2. Железобетонные конструкции	1,5	1,1	–
3. Предварительно напряженные конструкции	1,5	–	1,2
4. Железобетонные и предварительно напряженные конструкции заводского изготовления при обеспеченной системе контроля качества	1,4	1,1	1,2

При расчете конструкций в особых (аварийных) расчетных ситуациях допускается принимать значение $\gamma_c = 1,3$.

При определении расчетных сопротивлений для высокопрочных бетонов (прочностью более 60 МПа) частный коэффициент безопасности по бетону γ_c согласно [1] следует рассчитывать по формуле:

$$\gamma_c = 1,6\gamma_{HSC} \quad (3.39)$$

где γ_{HSC} – коэффициент, учитывающий хрупкий характер разрушения высокопрочных бетонов, определяемый по формуле

$$\gamma_{HSC} = \frac{1}{1,1 - \frac{f_{ck}}{500}}, \quad (3.40)$$

где f_{ck} – нормативное сопротивление высокопрочного бетона.

* В настоящее время закончена разработка и находится в стадии обсуждения версия Норм по проектированию железобетонных конструкций, основанная на полностью вероятностном подходе [8].

При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы частный коэффициент безопасности по бетону и арматуре принимают равным $\gamma_c = 1,0$, $\gamma_s = 1,0$, т.е. в расчетах используют нормативные сопротивления материалов.

3.6. Методы расчетов конструкций

Выбор расчетного метода зависит от вида напряженно-деформированного состояния конструкции, физических, механических и реологических свойств материалов, предельного состояния, для которого выполняется расчет, а также специфических условий проектирования. Идеализируя железобетонную конструкцию, проектировщик, по существу, заменяет ее некоторым описанием, соответствующим теоретической модели поведения конструкции при внешнем воздействии. В зависимости от принятой техники расчетов это может быть как аналитическая, так и численная модель. Классификация расчетных моделей, применяемых при проектировании железобетонных конструкций, показан на рис. 3.7.

Например, при выполнении расчетов по предельным состояниям первой группы, соответствующих состоянию конструкции непосредственно перед разрушением, нормы [1, 6] допускают применение всех моделей, перечисленных на рис. 3.7, в то время как при расчетах по предельным состояниям второй группы используется, как правило, линейно-упругий метод расчета.

Специфику каждой из перечисленных моделей в случае расчета стержневых систем достаточно наглядно отражают зависимости «момент–кривизна», показанные на рис. 3.8 (M_{yd} – изгибающий момент, соответствующий появлению пластических деформаций в расчетном сечении конструкции).

В линейно-упругом методе расчета, основанном на классических положениях теории сопротивления материалов, принята линейная зависимость между напряжениями и деформациями для материалов (выполнение закона Гука), что обуславливает введение линейной зависимости «момент–кривизна» (рис. 3.8а).

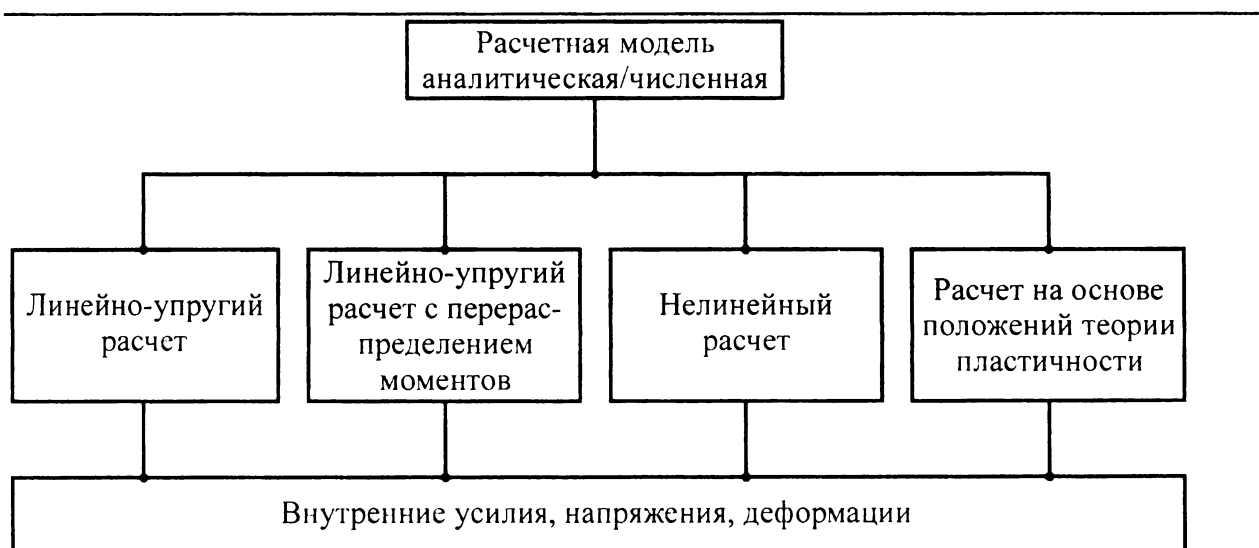


Рис. 3.7.

Модели, применяемые при расчете железобетонных конструкций, согласно [40]

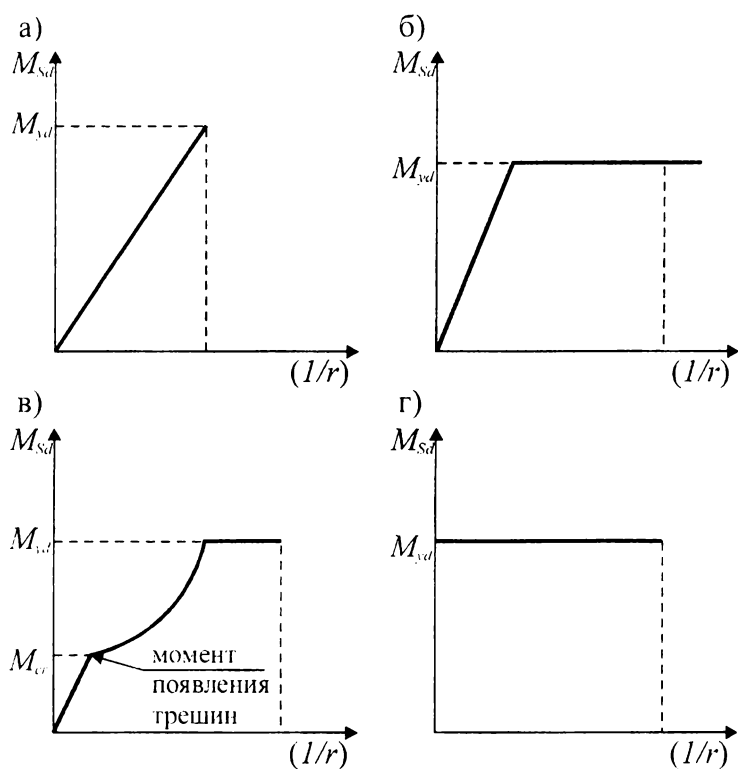


Рис. 3.8.

Зависимости между изгибающим моментом и кривизной элемента [40] для расчетных моделей:
 а) линейно-упругой; б) линейно-упругой с перераспределением; в) нелинейной; г) пластической.

Для стержневых систем можно записать следующие базовые уравнения линейного метода расчета конструкции:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \text{ или } M = y''(EJ), \quad y'' = \frac{1}{r}, \quad (3.41)$$

где σ, ε – соответственно напряжения и относительные деформации в сечении стержня;

y'' – вторая производная функции, описывающей деформированную ось элемента;

E, J – соответственно модуль деформаций материала (модуль упругости) и момент инерции сечения.

Применение линейно-упругого метода расчета является выгодным с точки зрения возможности использования принципа суперпозиции, то есть суммирования эффектов, вызванных различными комбинациями воздействий. Этот подход основывается на независимом расчете конструкции при каждом отдельном виде воздействия и последующем суммировании внутренних усилий, являющихся результатом этих воздействий.

Внутренние усилия, определенные в конструкции линейно-упругим методом, используются далее для расчета сечений. При использовании линейно-упругого метода расчета в рамках принятого в нормах [1, 6] метода предельных состояний, появляются некоторые несоответствия. Это связано с тем, что при расчетах прочности сечений (по предельным состояниям первой группы) используются нелинейные модели, описывающие работу бетона и арматуры (нелинейные диаграммы деформирования, см. п. 4.4.2). Отсюда появляется несоответствие в описании поведения

конструкции на определенных этапах ее проектирования: упруго-линейный расчет на этапе определения внутренних усилий и нелинейный – на этапе расчета сечений. Однако, как показывает анализ, выполненный в работе [40], выявленное несоответствие в случае расчета стержневых систем приводит к несущественным ошибкам в безопасную сторону, т.к. результаты расчетов определяют некоторый нижний предел прочности элемента.

Линейный расчет с ограниченным перераспределением моментов используется, главным образом, при проектировании статически неопределимых элементов, подверженных действию изгибающих моментов и продольных сил (например, неразрезные балки, ригели несмещаемых рам и т.д.). Для таких элементов вводят ограниченное перераспределение моментов, определенных из линейно-упругого расчета. Перераспределение моментов оказывает влияние не только на распределение внутренних усилий в отдельных сечениях (изгибающих моментов, поперечных сил), но и на деформации системы (ширину раскрытия трещин, прогибы).

Метод перераспределения усилий, основанный на положениях теории пластичности, допускает ограниченное снижение величины изгибающих моментов в критических сечениях элемента в соответствии со следующей зависимостью:

$$M_{e,r} = \delta \cdot M_e \quad (3.42)$$

где M_e , $M_{e,r}$ – соответственно изгибающие моменты до и после перераспределения;

δ – коэффициент, ограничивающий перераспределение моментов.

Согласно принятой концепции в ф. (3.42) коэффициент перераспределения δ выражает отношение момента после перераспределения к моменту, определенному из упругого расчета (рис. 3.9).

При этом нормы по проектированию [1, 6, 11] устанавливают требование выполнения условия $\delta > \delta_{\min}$, означающего, что в критическом сечении существует т.н. пластический шарнир, обеспечивающий пластический поворот сечения.

Понятие пластического шарнира, обеспечивающего поворот в критическом сечении, является определенной идеализацией поведения системы при достижении предельных деформаций в бетоне и арматуре. В действительности этот эффект не проявляется в одном сечении, а является результатом чрезмерных деформаций, сконцентрированных на малой длине элемента, что ведет к существенному возрастанию кривизны на участках, располагающихся в непосредственной близости к критическому сечению.

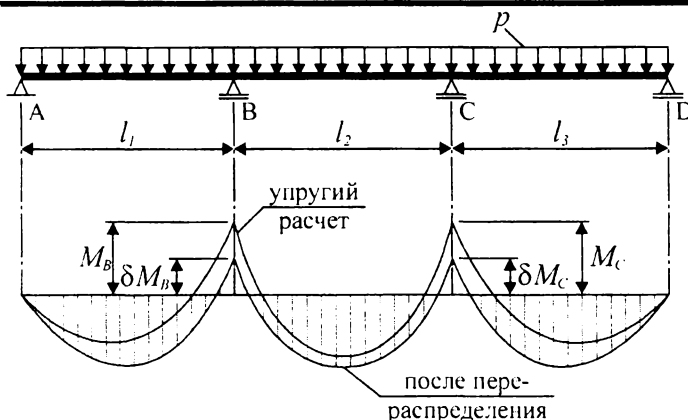


Рис. 3.9.

Ограниченное перераспределение моментов в неразрезной балке [40]

Экспериментальные исследования показали, что механизм образования пластического шарнира, обеспечивающего поворот в критическом сечении, связан с появлением в таком сечении густо расположенных трещин, имеющих чрезмерную ширину раскрытия. Способность критического сечения к повороту зависит, главным образом, от высоты сжатой зоны сечения x . Поэтому существенное значение имеет в данном случае коэффициент армирования сечения. Далее в главе 6 будет показано, что с ростом коэффициента армирования высота сжатой зоны сечения увеличивается до определенного предела.

В соответствии с положениями, изложенными в нормах [1, 6, 11], минимальное значение коэффициента перераспределения δ_{min} следует принимать равным:

– для бетонов классов по прочности не выше $C^{35}/45$:

$$\delta_{min} = 0,44 + 1,25 \frac{x}{d}; \quad (3.43)$$

– для бетонов классов по прочности выше $C^{35}/45$:

$$\delta_{min} = 0,56 + 1,25 \frac{x}{d}, \quad (3.44)$$

где x – высота сжатой зоны сечения при расчете прочности при действии перераспределенного усилия;

d – рабочая высота сечения (см. главу 6).

Дополнительные требования по ограничению перераспределения усилий связаны с деформативными свойствами арматуры:

– для арматурных сталей, имеющих повышенную деформативность – $\delta \geq 0,7$;

– для арматурных сталей, обладающих обычной деформативностью – $\delta \geq 0,85$.

В случае, когда приведенные выше условия не выполняются, перераспределение моментов может быть выполнено, если рассчитанный угол поворота θ_{pl} (аналитически или численно) в пластическом шарнире удовлетворяет критериям, показанным на рис. 3.10.

Нелинейные методы расчета учитывают упруго-пластические (т.е. нелинейные) характеристики конструкции, благодаря чему позволяют более реально оценить распределение усилий в отдельных сечениях. В соответствии с положениями норм [1, 6, 11] нелинейные методы расчета позволяют учитывать физическую нелинейность зависимостей, описывающих работу материалов под нагрузкой, но могут одновременно учитывать и т.н. эффекты геометрической нелинейности. Как будет показано далее в главах 4 и 5, нормативные документы [1, 6] устанавливают нелинейные зависимости между напряжениями и деформациями материалов – диаграммы деформирования (состояния), являющиеся обобщающими характеристиками их механических свойств. Принятые положения приводят к тому, что при нелинейных расчетах не применим принцип суперпозиций усилий, вызванных различными видами воздействий.

В силу нелинейных зависимостей, описывающих поведение материалов, и зависимость « $M-l/r$ » становится нелинейной. Переменный характер зависимостей « $M-l/r$ », представленный на рис. 3.8, вытекает из необходимости учета трещинообразования, работы бетона совместно с арматурой на участках между трещинами (см. раздел 6.1).

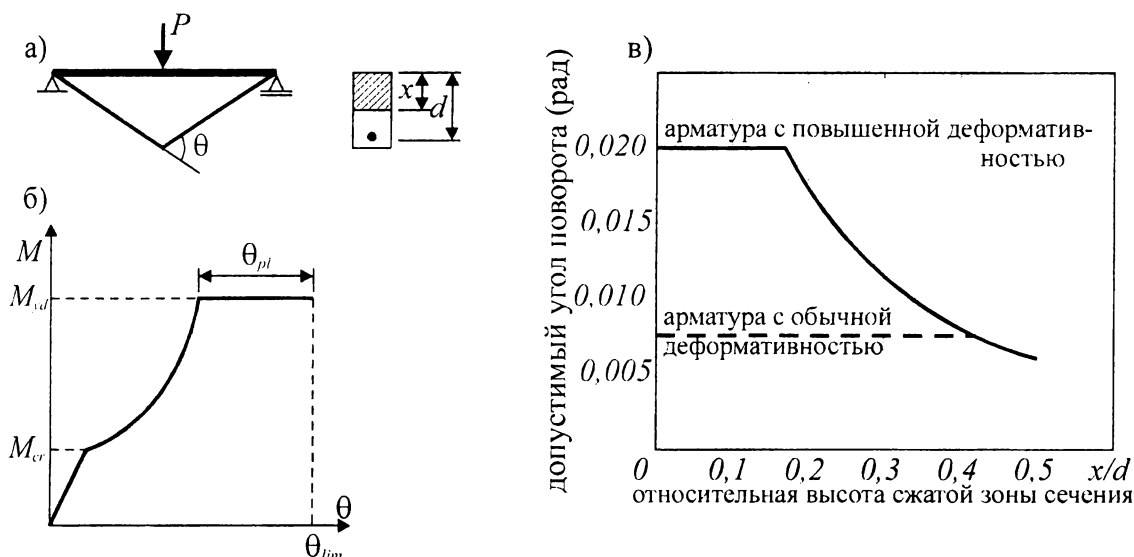


Рис. 3.10.

Ограничение угла пластического поворота в критическом сечении согласно [6, 11]
 а) обозначение угла поворота; б) зависимость « $M-\theta$ »; в) графики допустимого угла пластического поворота.

Основы нелинейного метода расчета железобетонных конструкций приведены в главе 6.

При выполнении нелинейных статических расчетов, которые могут быть использованы для определения внутренних усилий, как для первой, так и для второй группы предельных состояний, используют средние, а не расчетные характеристики материалов (бетона и арматуры).

Поэтому при нелинейных расчетах по методу предельных состояний предельное усилие, воспринимаемое конструкцией, записывают в виде:

$$R_d = R / \gamma_{sR} \{ \bar{x}_{m,i}; a_d \}, i \geq 1, \quad (3.45)$$

где $\bar{x}_{m,i}$ – средние значения характеристик свойств материалов;

γ_{sR} – коэффициент безопасности, принимаемый согласно [1, 6, 11] при нелинейных расчетах равным 1,35.

Нелинейные методы статических расчетов применимы в том случае, если в рассматриваемой конструкции действуют неупругие деформации (наблюдается пластический поворот в критических сечениях). В этих случаях необходимо выполнять расчет угла пластического поворота и сравнивать его с допустимым значением, что было показано выше ($\theta \leq \theta_{min}$).

Угол пластического поворота в критических сечениях (например, под опорой неразрезной балки) может быть рассчитан методом интегрирования средней кривизны ($1/r$) балки:

$$\theta = 2 \int_0^l \left[\left(\frac{1}{r} \right)_m \cdot \bar{M}_x \right] dx, \quad (3.46)$$

где \bar{M}_x – момент от единичной силы в рассматриваемом сечении.

Выражение (3.45) может быть заменено численным интегрированием, применяя, например, известный метод Симпсона.

Так как в нелинейных методах расчетов не допускается применение принципа суперпозиций для суммирования эффектов от различных воздействий, необходимо производить отдельные расчеты конструкции для каждой из возможных комбинаций внешних воздействий.

Пластические методы расчета описывают поведение конструкции в предельном состоянии по прочности. Разрушение железобетонной конструкции в этих методах рассматривается как потеря способности к восприятию нагрузок или же как превращение конструктивной системы в механизм.

При построении пластических методов расчета исходят из того, что в предельном состоянии по прочности полные деформации материалов (бетона, стали) настолько велики по сравнению с упругими, что последними можно пренебречь. Это ведет к тому, что в расчетах рассматривается механизм разрушения некоторого идеально жестко-пластического тела (рис. 3.11). Механизм деформирования для такой модели является таковым, что при $M < M_{yd}$ конструкция не подвергается никаким деформациям, т.е. ведет себя как идеально жесткое тело. При достижении момента M_{yd} развиваются неограниченные деформации без прироста усилия, что определяет переход в пластическое состояние. Базовым законом для материалов в пластических методах расчета является закон пластического течения. Принято, что достижение материалом предела пластичности при произвольном трехосном напряженном состоянии может быть описано некоторой функцией, зависящей только от составляющих компонент напряжений и не зависящей от деформаций:

$$F(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \sigma_u) = 0, \quad (3.47)$$

где σ_u – напряжение, соответствующее достижению предела пластичности.

Расчет конструкций на основе положений теории пластичности выполняют, используя следующие зависимости:

- уравнения статического равновесия;
- кинематические уравнения, связывающие скорость пластических деформаций и скорость перемещений (прогибов);
- условия не превышения предельного состояния ($\Phi(F_i, F_{iu})$);
- закон пластического течения $\left(q_i = v \frac{\partial \Phi}{\partial F_i}, v \geq 0 \right)$.

В практических решениях, базирующихся на положениях теории пластичности применительно к железобетонным конструкциям, используют два подхода: статический и кинематический.

Статический подход основан на определении т.н. нижнего (безопасного) предела прочности конструкции. В соответствии с этим подходом находят такое значение нагрузки P_s , при котором распределение внутренних усилий удовлетворяет условиям статического равновесия не вызывая разрушения, а обеспечивает достижение предельного состояния по прочности, соответствующего конфигурации предельной нагрузки P_u , т.е.

$$P_s \leq P_u. \quad (3.48)$$

В кинематическом подходе находят возможно наименьшее значение нагрузки P_k , которое соответствует кинематически допустимому механизму разрушения кон-

струкции, обладающей свойствами жестко-пластического тела, что определяется неравенством:

$$P_k \geq P_u. \quad (3.49)$$

При кинематическом расчете следует проверять возможность появления различных механизмов разрушения конструкции. В расчетах используют при этом расчетные характеристики материалов.

В конструктивных системах, состоящих из стержневых изгибаемых элементов, пластические деформации концентрируются в небольших областях, определенных ранее как места появления (образования) *пластических шарниров*. В плитных конструкциях принято говорить о концентрации пластических деформаций вдоль линий, по которым происходит разрушение, называемых *линиями излома*. Если в критическом сечении балки (или на линии излома плиты) образовался пластический шарнир (для плит – линейный пластический шарнир), тогда даже при самом минимальном приращении нагрузки конструктивная система превращается в механизм, достигая предельного состояния. Примерное размещение и формы пластических шарниров в балках и плитах показаны на рис. 3.11.

Нормы по проектированию железобетонных конструкций [1, 6, 11] следующим образом определяют случаи, в которых можно применять пластический метод расчета конструкций:

- если для армирования конструкции использованы «мягкие» стали с большой деформативностью (см. главу 5);
- если в неразрезных плитах отношение пролетных и опорных моментов находится в пределах от 0,5 до 2,0;
- площадь сечения растянутой арматуры не превышает значения, определенного при высоте сжатой зоны $x/d = 0,25$.

С использованием пластического подхода в рамках норм [1, 6, 11] производится расчет прочности железобетонных конструкций по нормальным и наклонным сечениям, а также при кручении (метод сечений, метод ферменной аналогии).

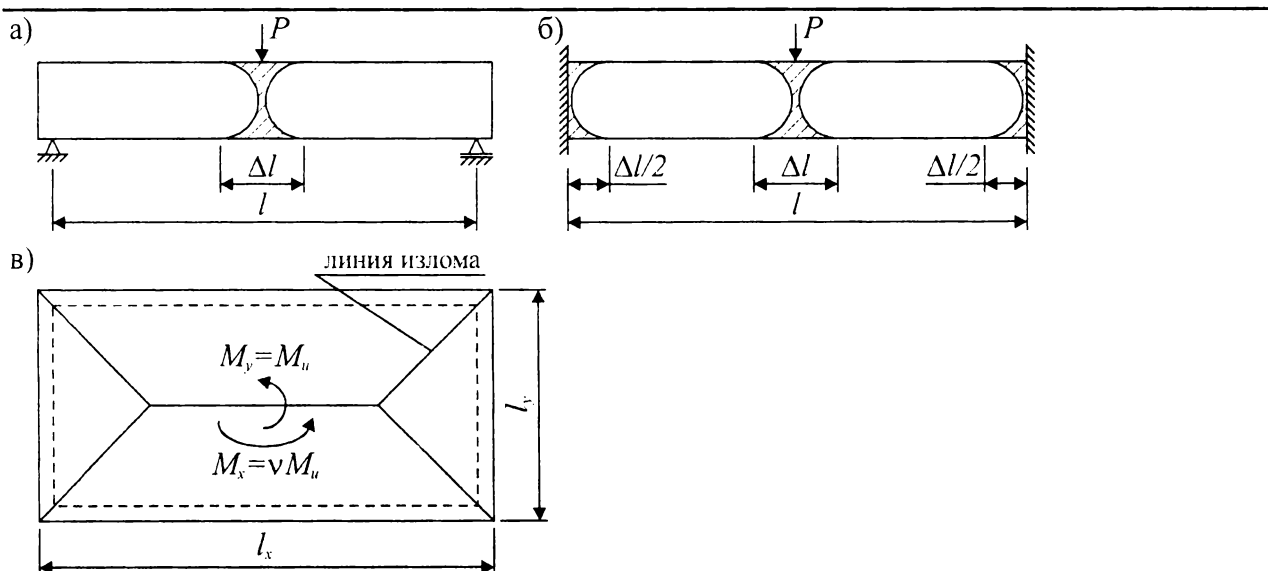


Рис. 3.11.

Размещение и формы пластических шарниров согласно [40]

а, б) пластические шарниры в балках; в) линейные пластические шарниры в плитах.

3.7. Долговечность конструкций

В соответствии с требованиями норм по проектированию железобетонных конструкций [1, 6] расчет бетонных и железобетонных конструкций по долговечности следует производить по обоснованным расчетным моделям из условия, что при заданных характеристиках конструкции и начальных показателях качества (размерах сечения, количестве арматуры и т.п.) и показателях качества бетона (прочностных, деформационных, морозостойкости и т.п.) продолжительность межремонтного периода и срока службы конструкции, здания и сооружения должны быть не менее установленных соответствующими нормами.

Расчеты конструкций должны производиться с учетом влияния окружающей среды (климатических воздействий), а в необходимых случаях – с учетом воздействия пожара, технологических, температурных и влажностных воздействий и агрессивных химических сред.

Требования по долговечности бетонных и железобетонных конструкций обеспечиваются выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивными требованиями, изложенными ниже, в зависимости от классов по условиям эксплуатации конструкции, приведенных в табл. 3.9.

Под условиями эксплуатации принято понимать физические и химические условия окружающей среды, в которой эксплуатируется как вся конструкция, так и ее отдельные элементы. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузки.

Таблица 3.9.

Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды

Класс по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды, влажностный режим	Примеры для условий окружающей среды
1	2	3
1. Агрессивные воздействия отсутствуют		
X0	Отсутствует попеременное замораживание-оттаивание, химические воздействия, истирание и т.д. Очень сухой воздушно-влажностный режим ($RH \leq 30\%$)	Конструкции, находящиеся внутри помещений с сухим режимом согласно СНБ 2.01.01
2. Коррозионные повреждения, вызванные карбонизацией бетона		
XC1	Сухой воздушно-влажностный режим ($30\% < RH \leq 60\%$) или постоянная эксплуатация в водонасыщенном состоянии	Конструкции внутри помещений с нормальным режимом согласно СНБ 2.01.01; конструкции постоянно находящиеся в грунте или под водой
XC2	Водонасыщенное состояние при эпизодическом высушивании	Поверхности конструкции, продолжительное время контактирующие с водой, например, фундаменты

Окончание таблицы 3.9.

1	2	3
XC3	Умеренный воздушно-влажностный режим ($60\% < RH \leq 75\%$), эксплуатация в условиях эпизодического влагонасыщения	Конструкции, находящиеся внутри помещений с влажным режимом согласно СНБ 2.01.01; конструкции, подвергающиеся атмосферным воздействиям (дождю)
XC4	Попеременное увлажнение и высушивание	Поверхности конструкций, контактирующих с водой, но не соответствующие классу XC2
3. Коррозионные повреждения, вызванные действием хлоридов		
XD1	Влажный, в условиях воздушно-влажностного состояния ($RH > 75\%$) при отсутствии эпизодического водонасыщения	Поверхности конструкций, контактирующие с газообразными средами, содержащими хлор-ионы
XD2	В водонасыщенном состоянии	Железобетонные конструкции, контактирующие с технической водой, содержащей хлор-ионы; плавательные бассейны
XD3	Попеременное увлажнение и высушивание	Элементы мостовых конструкций; трубопроводы; плиты автостоянок и др.
4. Коррозионные повреждения, вызванные попеременным замораживанием-оттаиванием		
XF1	Эпизодическое водонасыщение, воздействие отрицательных температур при отсутствии антиобледенителей	Вертикальные поверхности конструкций, подвергающиеся атмосферным воздействиям
XF2	То же в присутствии антиобледенителей	Вертикальные поверхности конструкций, подвергающиеся атмосферным воздействиям и попаданию антиобледенителей, содержащихся в воздухе
XF3	Водонасыщенное состояние, антиобледенители не применяются	Горизонтальные поверхности железобетонных конструкций, подвергающиеся атмосферным воздействиям
XF4	Водонасыщенное состояние, применяются антиобледенители	Горизонтальные поверхности железобетонных конструкций; проезжие части мостов, дороги, подвергающиеся прямому воздействию обледенителей
5. Коррозионные повреждения, вызванные химическим и биологическим воздействиями		
XA1	Слабоагрессивная среда	По СНиП 2.03.11–85
XA2	Среднеагрессивная среда	
XA3	Сильноагрессивная среда	

3.7.1. Конструктивные требования для обеспечения долговечности железобетонных элементов. Защитный слой бетона

Толщину защитного слоя бетона принимают из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном. Минимальное расстояние между поверхностью стержней продольной арматуры и ближайшей поверхностью бетона элемента (защитный слой бетона) ограничивается величинами, указанными в табл. 3.10 с учетом класса по условиям эксплуатации (см. табл.

3.9). Для сборных конструкций допускается снижать размер защитного слоя бетона на 5 мм по сравнению с указанными в таблице 3.10, но он не должен быть меньше 20 мм.

Таблица 3.10.

Минимально допустимая толщина защитного слоя и минимальные классы по прочности бетона

Показатели	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1, XC2	XC3	XD1, XD2, XD3, XF1, XF2, XF3, XF4	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя, мм	20	25	30	40	25	35	40
Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	C ⁸ / ₁₀	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	C ³⁰ / ₃₇		C ³⁵ / ₄₅

Примечание: Значения из таблицы 3.10 применять при установке в конструкцию арматуры без предварительного напряжения.

Для фундаментов следует принимать толщину защитного слоя бетона не менее:

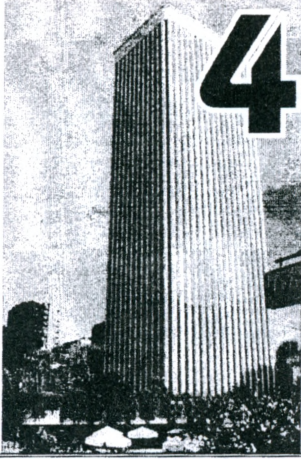
при выполнении из монолитного железобетона

- при отсутствии бетонной подготовки – 80 мм,
- при наличии бетонной подготовки – 45 мм;
- из сборного железобетона – 45 мм.

Толщина защитного слоя бетона не должна быть менее

- диаметра арматуры (если он не превышает 40 мм);
- максимального размера заполнителя (если он меньше 32 мм)
- максимального размера заполнителя плюс 5 мм (если он больше 32 мм).

Толщину защитного слоя бетона поперечной и распределительной арматуры конструкций, работающих в условиях нормальной и слабоагрессивной среды, соответствующих классам X0, XC1, XA1 (см. табл. 3.9), следует принимать не менее 20 мм. При увеличении степени агрессивности среды на каждую ступень размер защитного слоя бетона дополнительно следует увеличивать на 5 мм.



4 ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

4.1. Общие сведения о сопротивлении бетона

Бетон, являясь искусственным композитным материалом, состоит одновременно из трех материальных фаз (твердой, жидкой и газообразной), образующихся на стадии протекания физико-химических процессов твердения минерального вяжущего вещества, в качестве которого традиционно применяются различные виды цемента.

Твердую фазу или жесткий скелет структуры формируют зерна крупного и мелкого заполнителя, непрогидратировавшие зерна цемента, объединенные кристаллическим сростками, являющимися продуктами гидратации цемента. Жесткий скелет заполнен коллоидальным раствором продуктов гидратации цемента (жидкая фаза), а также воздухом (газообразная фаза), содержащимся в структурных порах. Структурные поры (гелевые и капиллярные) формируются в процессе приготовления и укладки бетонной смеси в конструкцию, а также в процессе формирования структуры продуктов гидратации цемента.

Вопросы структурообразования бетона, подбора его составов, технологии приготовления и укладки в конструкцию выходят за рамки настоящего курса лекций и рассматриваются в специальной литературе.

Прочность бетона, его деформативность, а также физические свойства (водонепроницаемость, морозо- и жаростойкость, огнестойкость и т.д.) определяющим образом зависят от качества структуры, сформировавшейся в процессе твердения вяжущего, ее однородности, наличия начальных дефектов и повреждений (микротрещин, различных типов структурных пор, состояния контактов между цементной матрицей и включениями в виде зерен заполнителя). Если гипотетически допустить, что структура бетона лишена начальных дефектов и однородна, следует ожидать ощутимого возрастания физико-механических характеристик такого материала*.

* В подтверждение тому можно привести несложный, но показательный, опыт, выполненный в 1920 г. академиком *А. Иоффе*, описанный в монографии [31]. В опыте определяли прочность кристалла каменной соли, которая составила 40..50 МПа. После того, как кристалл был погружен в горячую воду, которая растворила поверхностный слой с трещинами, царапинами некоторой толщины, кристалл был испытан повторно. На этот раз прочность кристалла составила 2000 МПа. Вывод оказался следующим: увеличение прочности произошло из-за того, что лишенный поверхностного слоя кристалл освободился от многочисленных дефектов – трещин, царапин, являющихся концентраторами напряжений.

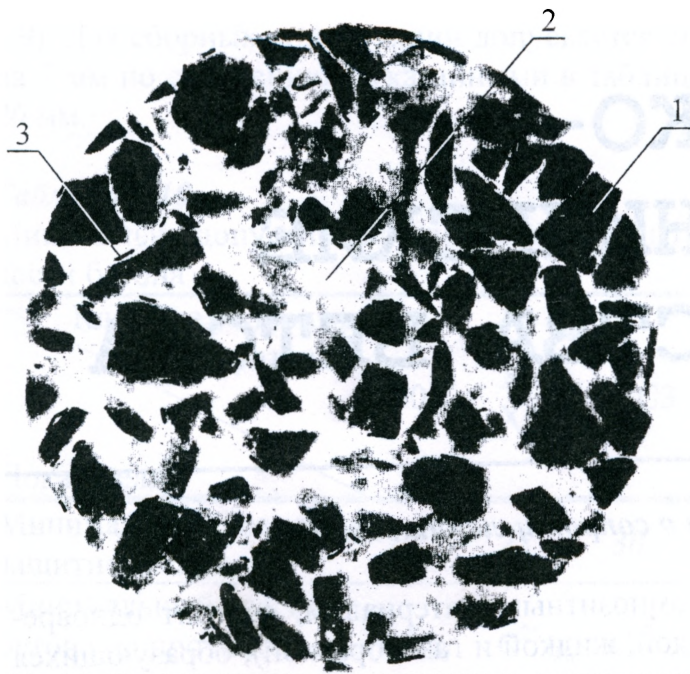


Рис. 4.1.

Структура затвердевшего бетона на основе портландцемента
 1 – заполнитель;
 2 – цементный камень;
 3 – усадочные микротрещины на поверхности контактов зерен заполнителя и цементного камня

Однако, как свидетельствуют результаты экспериментальных исследований, структура бетона в затвердевшем состоянии характеризуется высокой неоднородности (рис. 4.1). Заполнитель и цементная матрица различаются как по прочности, так и упругим и реологическим свойствам. Кроме того, седиментация свежешелюженной бетонной смеси (особенно для бетонных смесей, имеющих высокую подвижность) сопровождается отжатием воды, что приводит к образованию ее скоплений под зернами крупного заполнителя, а при ее удалении в процессе твердения вяжущего – образованию небольших пустот, увеличивающих анизотропию материала. При этом и цементный камень неоднороден, так как в нем содержатся негидратированные зерна цемента, поры, образованные вовлеченным воздухом, и незаполненная новообразованиями часть объема, ранее занятая водой затворения. К «врожденной» неоднородности бетона добавляются микротрещины, обусловленные протеканием в цементном камне усадочных явлений.

Таким образом, структура бетона содержит начальные дефекты и повреждения, определяющие в значительной мере его поведение под нагрузкой, а также при различных физических и химических воздействиях.

Исследования бетона, выполненные под электронным микроскопом, показывают, что наличие микротрещин, ориентированных по границе контакта между зернами заполнителя и цементной матрицей регистрируются уже до того, как образец подвергается нагружению. Эти микротрещины являются, главным образом, результатом действия растягивающих напряжений, вызванных температурно-усадочными явлениями, сопровождающими процесс твердения цементного камня.

Бетоны низких классов, имея большой объем содержания заполнителя, имеют, как правило, большее количество так называемых контактных трещин. При этом с увеличением водоцементного отношения снижается прочность сцепления по контакту между цементным камнем и зернами заполнителя.

При действии кратковременной сжимающей нагрузки зависимость, связывающую напряжения и деформации бетона (эту зависимость принято называть диаграммой деформирования (состояния) бетона (см. рис. 4.2в) можно условно разде-

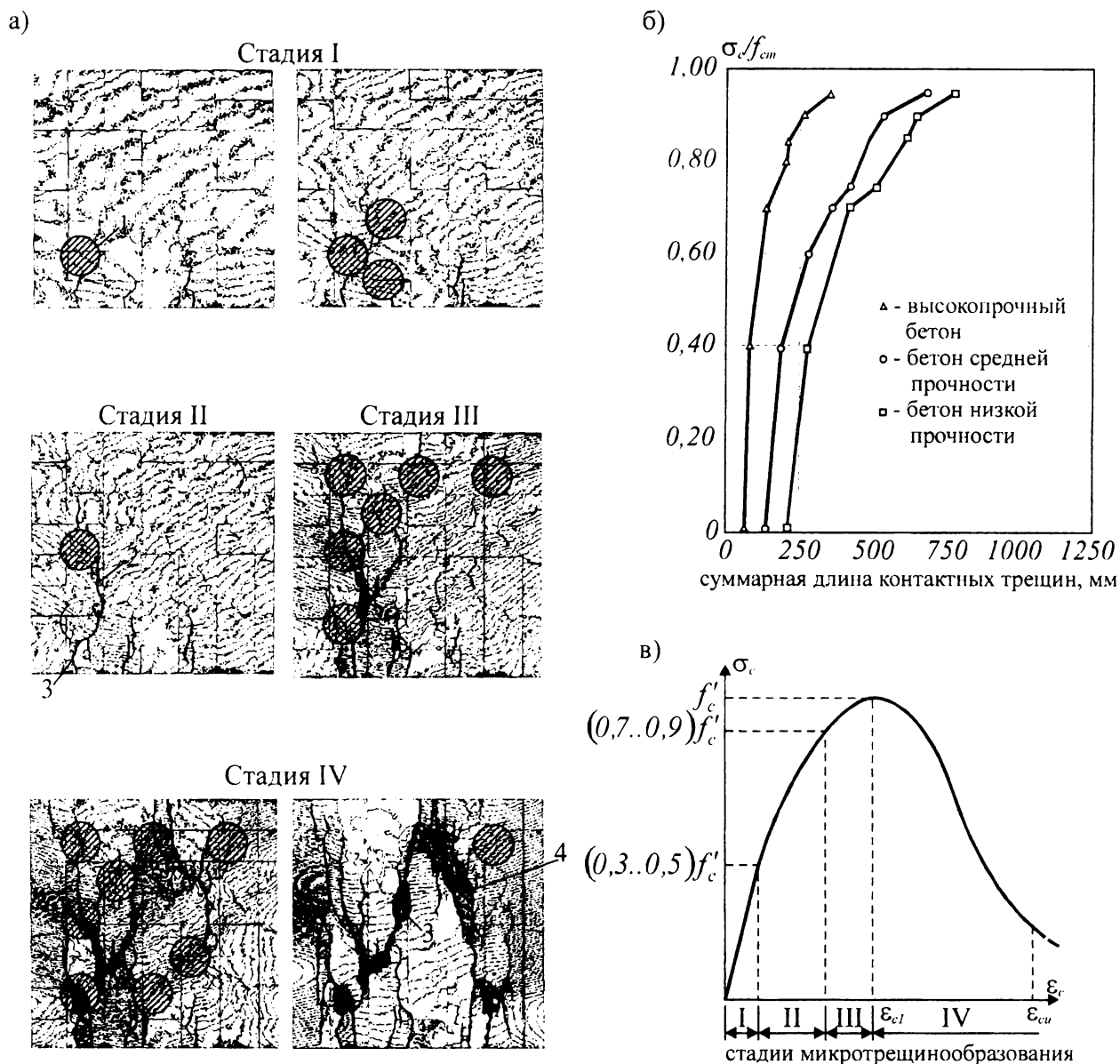


Рис. 4.2.

Формирование и развитие микротрещин в модельной структуре бетона (а), изменение длины контактных микротрещин (б) и зависимость, связывающая напряжения и деформации бетонного образца при осевом сжатии (в)

1 – контактные микротрещины; 2 – комбинированные (объединяющие) микротрещины;
 3 – микротрещины в растворной матрице; 4 – глобальная или магистральная трещина

лечь на четыре характерных участка, соответствующих определенным стадиям процесса микротрещинообразования структуры.

В бетонах, имеющих прочность при сжатии до 60 Н/мм^2 , начальный участок зависимости (при $\sigma_c \leq (0,3..0,5)f'_c$ (f'_c – напряжения в пиковой точке диаграммы деформирования) можно считать практически линейными. На этой стадии наблюдается незначительное увеличение числа контактных микротрещин на границе частиц заполнителя и матрицы. опыты показывают, что при уровне сжимающих напряжений $\sigma_c \approx 0,4 f'_c$ прирост суммарной длины трещин (контактных, в матрице и комбинированных или объединительных) в выделенной единице объема структуры бетона не превышает 29 % от начальных, существующих до нагружения – в случае бетонов

средней и низкой прочности – и 13 % – при испытании высокопрочных бетонов. Из рис. 4.2б следует, что увеличение суммарной длины так называемых контактных микротрещин в структуре высокопрочного бетона является незначительным вплоть до напряжений, составляющих $(0,6..0,7)f'_c$.

На второй стадии микротрещинообразования (при $0,3..0,5f'_c < \sigma_c \leq (0,7..0,9)f'_c$) наблюдается интенсивное увеличение длины, ширины раскрытия и числа контактных микротрещин, что приводит к появлению нелинейного участка на графике зависимости «напряжения–деформации» (см. рис. 4.2в). Эта стадия характеризуется незначительным количеством микротрещин в матрице. Вместе с тем на второй стадии начинают появляться комбинированные микротрещины, пересекающие прослойки матрицы между зернами заполнителя и формирующие глобальные трещины, объединяющие, главным образом, контактные микротрещины вокруг зерен заполнителя. Следует отметить, что формирование этих трещин, хотя и не нарушает стабильного состояния системы, приводит к скольжению зерен заполнителей относительно матрицы. Этим обусловлено проявление ярко выраженных неупругих свойств бетона на участке II диаграммы деформирования (см. рис. 4.2в). Для бетонов средней и низкой прочности вторая стадия завершается при уровне напряжений $(0,7..0,75)f'_c$, а для высокопрочных – может достигать $(0,85..0,9)f'_c$.

В третьей стадии увеличивается число и суммарная длина комбинированных трещин, возрастает их ширина раскрытия. На этой стадии начинают формироваться ярко выраженные микротрещины в матрице. Однако интенсивное развитие комбинированных микротрещин не ведет к незамедлительному исчерпанию прочности материала. Это связано с тем, что структура бетона, пронизанная микротрещинами, ведет себя подобно много раз статически неопределимой системе, в которой постоянно происходит перераспределение внутренних напряжений*.

Появление нисходящей ветви на диаграмме деформирования бетона (участок IV, рис. 4.2в) обусловлено интенсивным развитием глобальных или магистральных трещин, приводящих, в конечном итоге, к физическому разрушению материала. На рис. 4.2а показаны характерные стадии формирования микро- и макротрещин в модельной структуре бетона при осевом кратковременном сжатии, установленные в опытных образцах при помощи электронного сканирующего микроскопа.

В зависимости от вида напряженно-деформированного состояния, которое испытывает образец бетона при испытаниях (двух-, трехосное сжатие, сжатие–растяжение и т.д.), изменяются условия формирования и развития структурных микротрещин и, как следствие, его прочностные и деформативные характеристики.

При этом соответствующая комбинация напряжений, определяющая вид напряженного состояния, оказывает влияние на величину как пиковых напряжений в вершине диаграммы $f'_{e,3}$, так и на численные значения относительных деформаций в ее параметрических точках $\varepsilon_{c1,3}$ и $\varepsilon_{cu,3}$. В качестве примера, изменения параметров диаграмм деформирования для бетона одной прочности в условиях объемного сжатия можно проследить по рис. 4.3.

* Один из вариантов принципа Ле-Шателье–Брауна гласит: «Любая сложная система, подвергнутая внешнему воздействию, стремится перестроиться таким образом, чтобы максимально уменьшить результат этого воздействия».

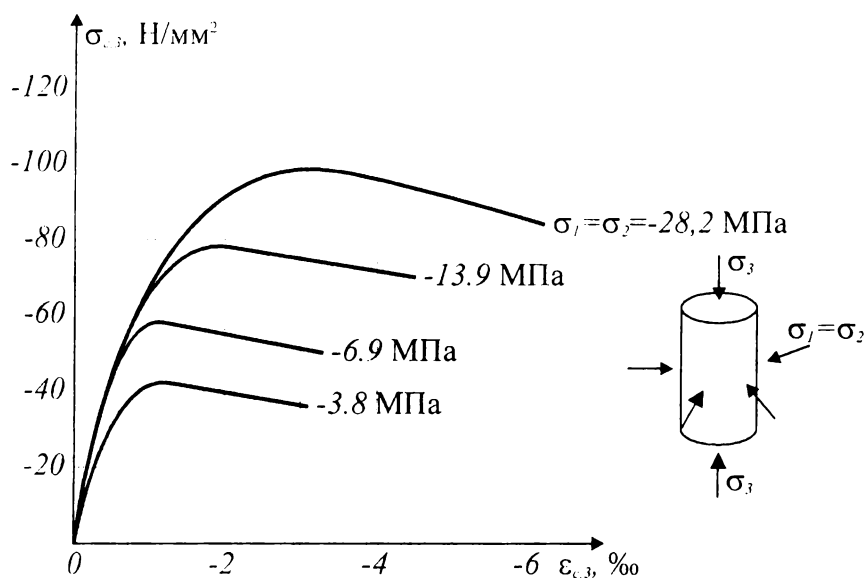


Рис. 4.3.

Диаграммы деформирования бетона в условиях объемного сжатия при различных уровнях напряжений $\sigma_1 = \sigma_2$

Численные значения временного сопротивления бетона, соответствующего пиковой точке диаграммы деформирования $f'_{c,3}$ в условиях сложного напряженного состояния, могут быть установлены с использованием классических гипотез (критериев) прочности. Практически все гипотезы прочности носят феноменологический характер и описывают макроскопическое поведение материала. Экспериментальная проверка сформулированных критериев прочности для бетона до настоящего времени является достаточно сложной проблемой. Подробно вопросы, связанные с разработкой гипотез прочности для бетона, рассмотрены в специальных монографиях [21, 26].

На рис. 4.4 в форме кривых, связывающих главные напряжения и относительные деформации, показаны результаты испытаний образцов бетона в условиях двухосного сжатия, двухосного растяжения и растяжения-сжатия.

В последние годы продолжает интенсивно развиваться общая теория прочности для бетона, опираясь на положениях структурной механики композитных систем, механики разрушения, т.е. с использованием т.н. микроструктурных подходов, отталкиваясь от физических явлений, происходящих в структуре материала при его нагружении.

В общем случае можно отметить, что прочность и деформативность бетона зависят от целого ряда факторов, основными из которых являются: структура бетона, вид напряженного состояния, длительность действия нагрузки, ее цикличность и знакопеременность, скорость нагружения, порядок приложения усилий разных знаков и направлений, условия эксплуатации. Однако из перечисленных фактов наибольшее влияние имеет вид напряженно-деформированного состояния.

Учитывая всю сложность проблемы, при расчетах железобетонных конструкций в качестве базовых используют прочностные и деформационные характеристики бетона, получаемые в условиях осевого кратковременного сжатия и растяжения. Учет дополнительных факторов (других видов напряженно-деформированного состояния, длительности действия нагрузки и т.д.) выполняют путем трансформаций исходных зависимостей, полученных в условиях осевого кратковременного нагружения. Как правило трансформацию исходных зависимостей выполняют, опираясь на результаты экспериментальных исследований.

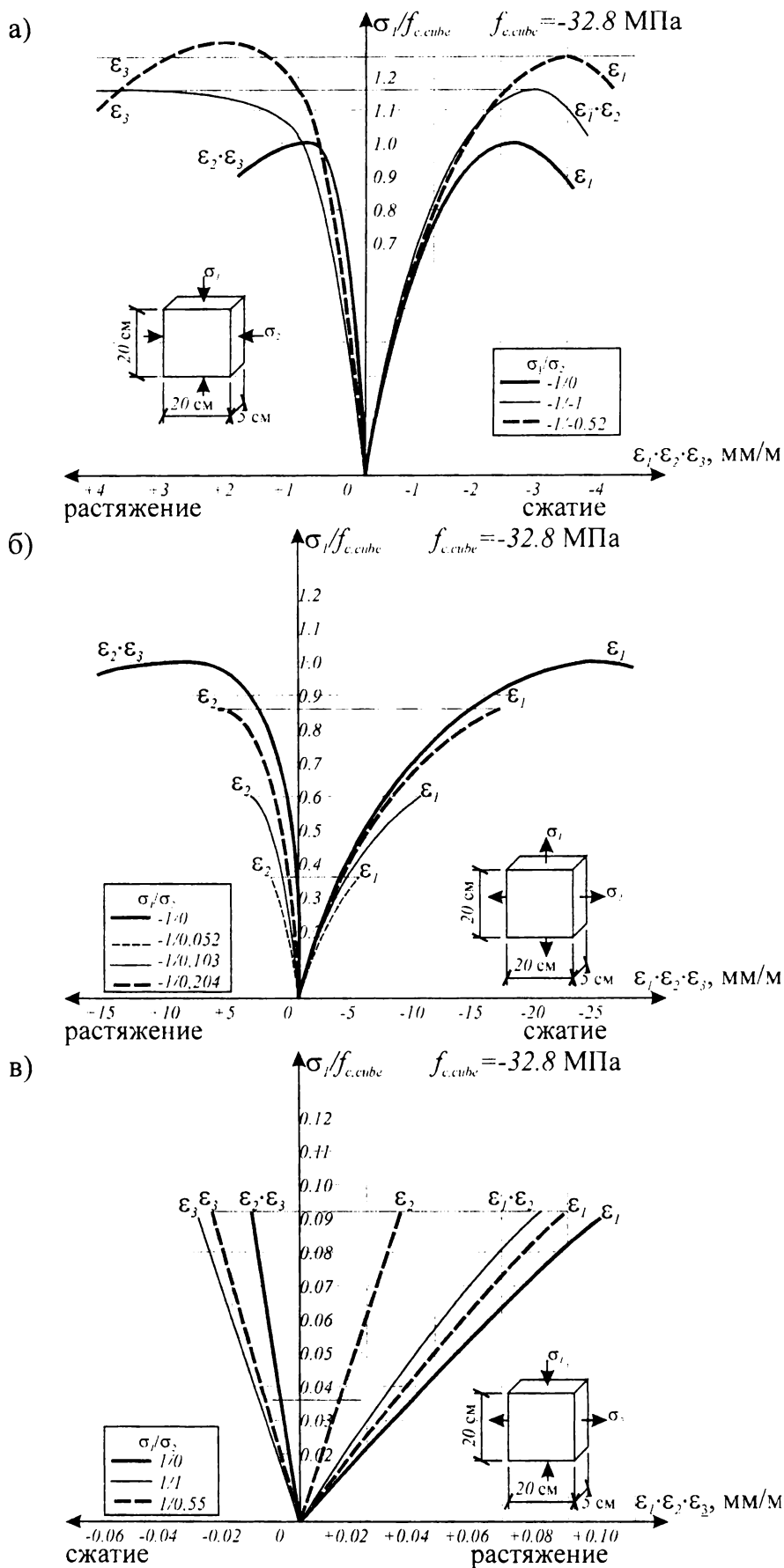


Рис. 4.4.

Зависимости «напряжения–деформации»: а) в условиях двухосного сжатия; б) в условиях двухосного растяжения; в) в условиях комбинации напряжений сжатие-растяжение согласно [34].

4.2. Диаграмма деформирования бетона как обобщенная характеристика его механических свойств. Параметрические точки диаграммы деформирования

В соответствии с положениями норм по проектированию железобетонных конструкций [1] диаграмму деформирования (состояния) бетона, устанавливающую связь между напряжениями и продольными относительными деформациями бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных ее предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии, следует рассматривать в качестве *обобщенной характеристики механических свойств бетона*.

Процедура получения полной диаграммы деформирования бетона при сжатии на первый взгляд выглядит несложной. Для этого опытный бетонный образец, оснащенный измерительными приборами для регистрации продольных деформаций необходимо поместить в испытательную машину, создающую осевую нагрузку. Измерение продольных деформаций в процессе нагружения производят, например, при помощи индикаторов часового типа с ценой деления $0,01$ мм, устанавливаемых на базовой длине l_0 (см. рис. 4.5а). Тогда относительную продольную деформацию образца в процессе нагружения определяют $\epsilon_c = \Delta l / l_0$ (где Δl – абсолютное приращение длины образца при действии нагрузки, фиксируемое по индикатору часового типа; см. рис. 4.5б).

Зависимость, связывающую напряжения и деформации бетонного образца строят в прямоугольной системе координат, где обычно на вертикальной оси откладывают значения напряжений в бетоне $\sigma_c = F/A_c$ (где F – усилие на прессе; A_c – площадь сечения образца), а на горизонтальной – продольные относительные деформации ϵ_c . Общий вид полной диаграммы деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии показан на рис. 4.6.

В силу специфических свойств бетона как материала, рассмотренных выше (см. п. 4.1.1), его диаграмма состоит из двух характерных участков, которые принято называть *восходящей* и *нисходящей* ветвями. Восходящая ветвь описывает зависимость « σ_c – ϵ_c » до напряжений в вершине диаграммы, которые принято называть *пределом кратковременной прочности бетона*. Форму кривой, представляющей работу бетона на восходящей ветви диаграммы, можно получить с использованием стандартных методов в традиционных испытательных прессах. В этом случае производят равномерное наращивание усилия на прессе, а, следовательно, и напряжений в образце, измеряя на каждом этапе нагружения продольную деформацию в средней части образца при помощи тензорезисторов, наклеенных на поверхности бетона, или индикаторов часового типа, установленных на определенной базе (см. рис. 4.5 а, б).

Исследования нисходящей ветви диаграммы « σ_c – ϵ_c » представляет собой наиболее сложную и трудоемкую часть эксперимента, требует применения специального испытательного оборудования. На этом этапе существенное влияние на работу бетона оказывает взаимодействие системы «испытательная машина – опытный образец», а появление продольных трещин делает затруднительным измерение действительных деформаций бетона. В силу того, что традиционные испытательные прессы, позволяющие производить испытания при равномерном приращении на-

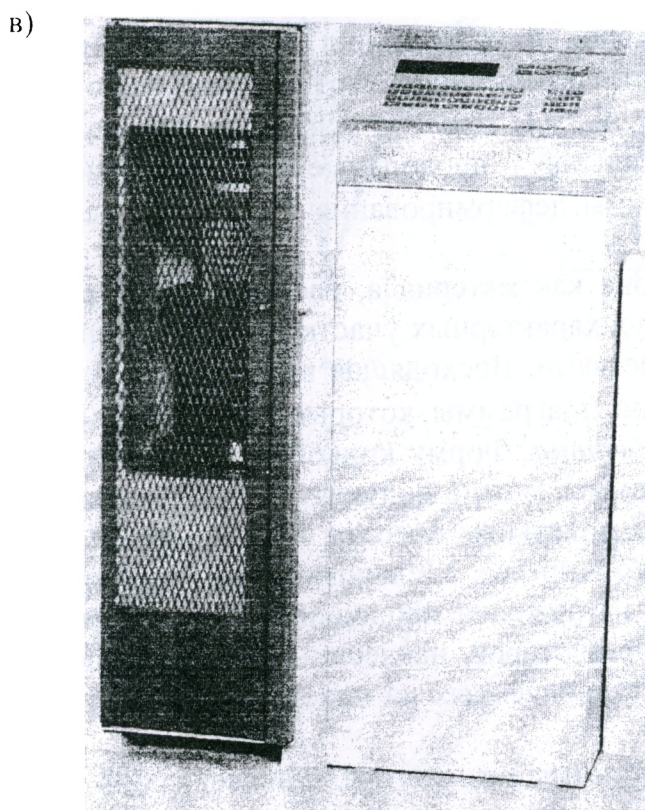
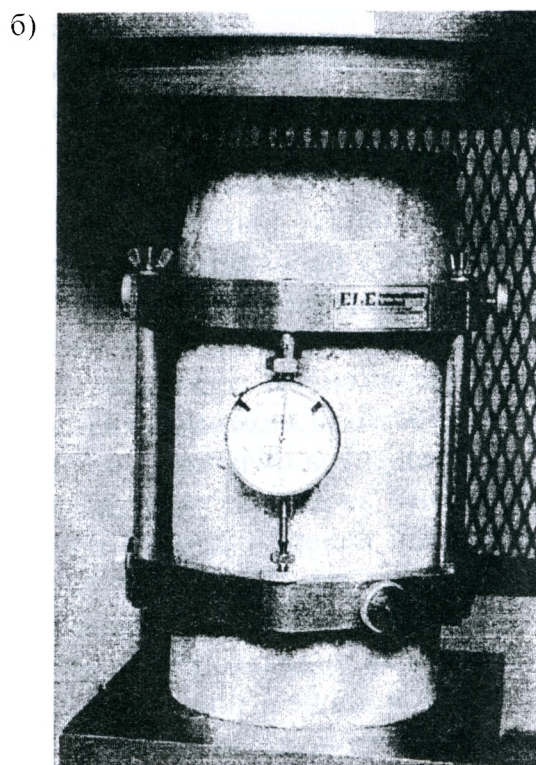
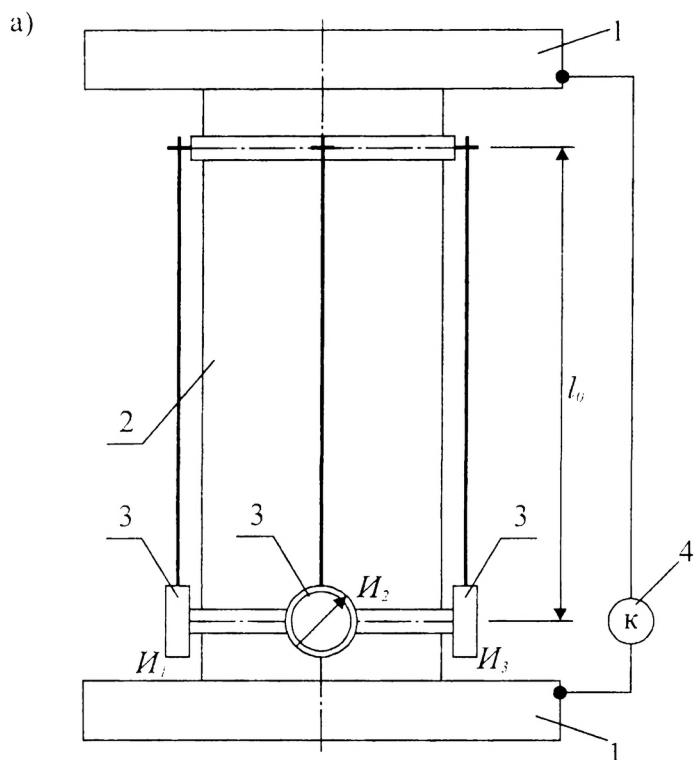


Рис. 4.5.

Мегодика получения полных диаграмм деформирования бетона

а) схема измерения деформаций; б) общий вид образца, оснащенного индикатором часового типа;

в) общий вид испытательной машины

1 – пластины испытательной машины; 2 – опытный образец; 3 – индикаторы часового типа;

4 – контрольно-измерительное устройство, фиксирующее перемещения пластин испытательной машины

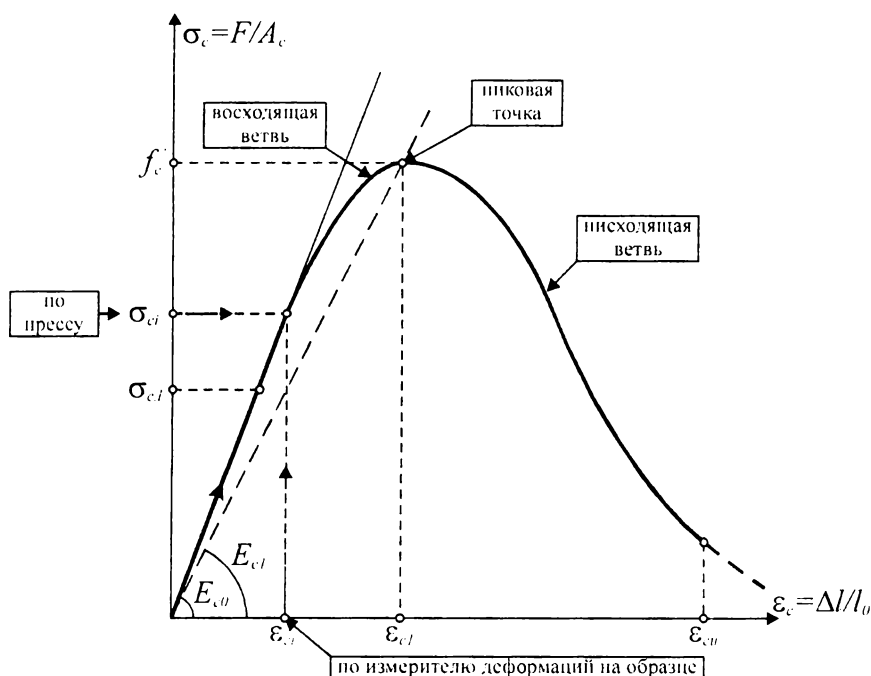


Рис. 4.6.

Общий вид диаграммы деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии

грузки, обладают определенной деформативностью (податливостью) к моменту достижения пиковой точки диаграммы деформирования (рис. 4.6), соответствующей пределу кратковременной прочности, испытательная машина накапливает значительную потенциальную энергию деформации, которая затем мгновенно реализуется в энергию удара. Поэтому при достижении пиковой точки диаграммы наблюдается внезапное разрушение образца, и определить нисходящую ветвь не представляется возможным.

Существует целый ряд методических приемов, посредством которых взаимодействие «испытательная машина – опытный образец» стремятся исключить или снизить до приемлемого уровня. Один из них – применение стальных цилиндров и колонн, нагружаемых параллельно основным образцам, либо специальных устройств, нагружаемых параллельно основному образцу. Следует отметить, что в ряде случаев применение таких методических подходов ведет к погрешностям и при испытаниях получают противоречивые, трудно сопоставимые данные.

Для получения полной диаграммы деформирования бетона созданы специальные испытательные машины с компьютерным контролем скорости нагружения (деформации) от 0,01 до 1,0 мм/мин, оснащенные контрольно-измерительными устройствами, зафиксированными не только непосредственно на бетонном образце, но и между плитами пресса (по аналогии с т.н. *Danison Closed – Loop Servo Controlled Hydraulic Testing Machine – 300 kN*, см., например, рис. 4.5в).

Основной отличительной особенностью таких испытательных машин является то, что их основу составляет жесткая недеформируемая (в диапазоне нагружения) рама, а опытный образец подвергается испытанию при равномерном наращивании продольной деформации, а не напряжения (усилия), как это принято в традиционных методиках. При этом в процессе испытания истинная продольная деформация образца определяется при помощи специального метода, исключающего погрешности.

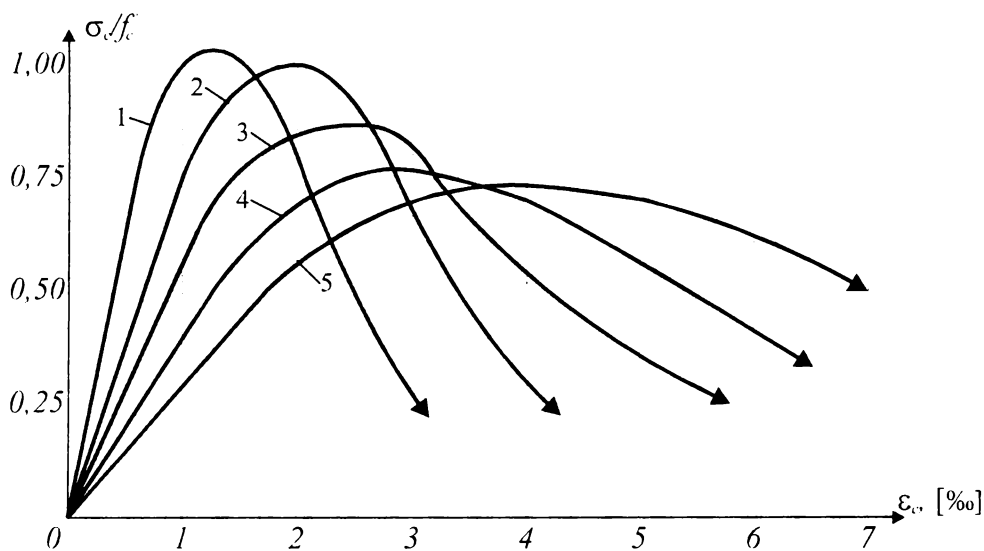


Рис. 4.7.

Влияние скорости нагружения образца на форму кривой и параметрических точек диаграммы деформирования бетона при сжатии [40]

1 – 1‰/0,6 сек.; 2 – 1‰/мин.; 3 – 1‰/100 мин.; 4 – 1‰/7 дней; 5 – 1‰/700 дней.

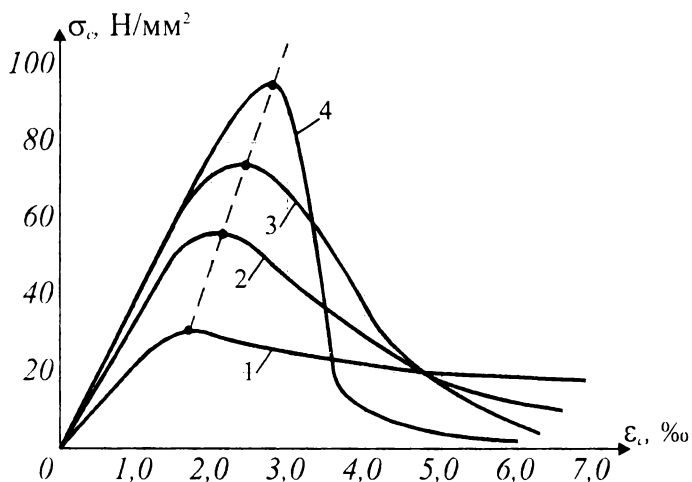


Рис. 4.8.

Зависимость « σ_c – ϵ_c » для бетонов разной прочности

1 – $f'_c = 30$ МПа; 2 – $f'_c = 55$ МПа;

3 – $f'_c = 70$ МПа; 4 – $f'_c = 90$ МПа.

Большую роль при проведении испытаний играет скорость нагружения образца, влияющая на формирование и развитие микротрещин в структуре материала. С увеличением скорости нагружения возрастает как предел кратковременной прочности, так и упругие свойства бетона, и наоборот. На рис. 4.7 показаны диаграммы деформирования бетона, испытанного при различных скоростях нагружения. Скорость нагружения устанавливается соответствующими стандартами, оговаривающими требования к методике проведения испытаний бетонных образцов.

Экспериментальные исследования показывают, что форма кривой, представляющей зависимость «напряжения–деформации» существенно зависит от кратковременной прочности бетона. Идеализированные диаграммы деформирования, полученные путем аппроксимации опытных данных для бетонов разной прочности, показаны на рис. 4.8.

Как видно из графиков, показанных на рис. 4.8, с возрастанием кратковременной прочности увеличивается упругая составляющая диаграммы, что соответствует характеру микротрещинообразования структуры, рассмотренному выше. Вместе с тем, вслед за достижением пиковых напряжений в бетонах с высокой прочностью

следует довольно крутая нисходящая ветвь, соответствующая хрупкому разрушению материала.

Бетоны низкой и средней прочности имеют относительно пологую нисходящую ветвь. Как следует из графиков рис. 4.8, в случае применения высокопрочных бетонов их расчетные характеристики должны вводиться в расчет с большими значениями коэффициентов безопасности, что позволит предотвратить нежелательное хрупкое разрушение конструкции. Учитывая различия в форме кривых, связывающих напряжения и деформации для бетонов разной прочности, достаточно сложно подобрать единую математическую зависимость, пригодную для аппроксимации опытных данных.

Поэтому при выборе аналитических зависимостей, описывающих диаграмму деформирования, авторы с большей или меньшей степенью точности стремятся повторить вид фактической кривой, установленной опытным путем. Различные предложения по описанию диаграмм деформирования для бетона, подробно рассмотрены в монографии [34].

Вместе с тем при выборе аналитического описания диаграммы деформирования, пригодного для использования в инженерных расчетах конструкций, должны быть выполнены следующие требования:

- 1) возможность наиболее полного отображения через форму кривой деструктивных процессов в структуре бетона при действии напряжений (см. п. 4.1.1);
- 2) сравнительная простота аналитической зависимости, что соответствует условию, по которому элементы диаграммы деформирования одинаково легко выражаются как через напряжения, так и через относительные деформации;
- 3) возможность простой перестройки (трансформирования) диаграммы при учете различных дополнительных факторов (длительного действия нагрузки, сложного напряженно-деформированного состояния и т.д.).

Поэтому полные диаграммы деформирования бетона, удовлетворяющие перечисленным требованиям, являются по существу идеализацией фактических зависимостей, связывающих напряжения и деформации бетона при нагружении. Идеализированные полные диаграммы деформирования, используемые в нелинейных расчетах железобетонных конструкций, должны удовлетворять следующим общим критериям:

- 1) при напряжениях, равных пределу кратковременной прочности $\sigma_c = f'_c$, относительные деформации должны равняться относительным деформациям ε_{c1} , соответствующим пиковой точке фактической диаграммы деформирования, или $\sigma_c(\varepsilon_{c1})/f'_c = 1$;
- 2) $\left(\frac{d\sigma_c(\eta)}{d\eta \cdot f'_c} \right)_{\eta=1} = 0$ – тангенс угла наклона касательной в пиковой точке диаграммы, отвечающей кратковременной прочности бетона f'_c , равен нулю при $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1} = 1$;
- 3) $\lim_{\eta \rightarrow \infty} \frac{\sigma_c(\eta)}{f'_c} = 0$ – при возрастании относительной деформации относительные напряжения стремятся к нулю;

4) принятая функция для описания диаграммы деформирования не имеет корней и вертикальной асимптоты в интервале $[\varepsilon_{c1}; \infty]$;

5) для предельных деформаций $\eta = \eta_2$ или $\frac{\sigma_c(\eta_2)}{f'_c} = k_f$ при $\eta_2 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}}$,

здесь ε_{cu} – предельные относительные деформации бетона, соответствующие устойчивому деформированию сечения конструкции.

При проектировании железобетонных конструкций нормы [1, 6] используют условную полную *идеализированную* диаграмму деформирования бетона (с учетом нисходящей ветви, см. рис. 4.6), удовлетворяющую перечисленным критериям, аналитическое описание которой в интервале $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu}|$ имеет вид:

$$\sigma_c = f'_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (4.1)$$

где η – параметр, определяемый соотношением относительных деформаций $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ (ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования);

k – параметр, определяемый по формуле:

$$k = 1,1 E_{c,nom} \frac{\varepsilon_{c1}}{f'_c}, \quad (4.2)$$

здесь $E_{c,nom}$ – номинальное значение модуля упругости, принимаемое равным при нелинейных расчетах конструкций $E_{c,nom} = E_{c,m}$ ($E_{c,m}$ – средний модуль упругости бетона, установленный нормами [1, 6]).

Таким образом, для математического описания базовой диаграммы деформирования бетона при сжатии, принятой в нормах [1, 6, 11], необходимо иметь обобщенные значения следующих нормируемых параметрических точек:

- величину напряжений f'_c в пиковой точке диаграммы деформирования, соответствующих пределу кратковременной прочности бетона при осевом сжатии;
- величину относительной продольной деформации ε_{c1} , соответствующей напряжениям в пиковой точке диаграммы;
- величину относительной продольной деформации ε_{cu} , принятой в качестве предельной деформации бетона при сжатии, соответствующую назначенному уровню напряжения $\sigma_{cu} = k_f \cdot f'_c$;
- величину среднего модуля упругости бетона E_c .

4.3. Прочностные характеристики бетона

Прочность на сжатие является важнейшим *классификационным* показателем, характеризующим технические свойства бетона, как строительного материала. Нормативные документы [1, 6] определяют прочность бетона на сжатие f_c , как максимальное сжимающее напряжение в бетоне при одноосном напряженном состоянии. Среднее значение прочности, получаемое по результатам испытаний серии опытных образцов, обозначают f_{cm} . Следующими величинами, непосредственно вы-

текающими из таким образом определенной средней прочности бетона на сжатие являются:

- **гарантированная прочность бетона**, определяемая как прочность бетона на осевое сжатие, установленная с учетом статистической изменчивости в соответствии с требованиями действующих стандартов на кубах со стороной 15 см, гарантируемая предприятием производителем и обозначаемая $f_{c,cube}^G$ (см. главу 3);
- синтетическая мера качества бетона, определяемая как **класс по прочности на сжатие**, соответствующая его гарантированной прочности и обозначаемая согласно [1, 6] буквой *C* и числами, выражающими значения нормативного (характеристического) сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм² (МПа); например $C^{12}/_{15}$ (перед чертой – значение нормативного сопротивления f_{ck} , после черты – гарантированная прочность бетона $f_{c,cube}^G$);
- **нормативное сопротивление бетона сжатию (f_{ck})** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости. Обеспеченность нормативных значений прочностных характеристик бетона устанавливаются соответствующими нормативными документами для отдельных видов строительных конструкций с учетом их массивности. В качестве базового числового значения обеспеченности нормативных значений прочностных характеристик принимается величина 0,95 (см. главу 3).
- расчетная прочность бетона или его **расчетное сопротивление**, которое определяют как величину, получаемую в результате деления нормативного сопротивления f_{ck} на коэффициент безопасности для бетона γ_c .

При переходе от класса бетона к соответствующему расчетному сопротивлению нормы [1, 6] используют существенное упрощение по отношению к СНиП 2.03.01–84* [2]. Оно основано на введении нормативного сопротивления бетона как базовой характеристики для определения расчетного сопротивления f_{cd} , минуя гарантированную прочность. Схема определения расчетных сопротивлений для бетона представлена в табл. 4.1.

При контроле конкретных значений классов по прочности бетона появляется проблема выбора геометрии стандартного образца, используемого при определении показателей прочности. В табл. 4.2 приведены основные виды образцов, используемые нормами различных стран для контроля прочности бетона при сжатии.

Следует отметить, что вопрос о выборе формы и размеров опытных образцов достаточно остро стоит не только при нормировании прочностных характеристик бетона, но и в связи с разработкой единой стандартной методики получения полных диаграмм деформирования для бетона. В большинстве случаев испытанию подвергают образцы цилиндрической и призматической формы. При этом имеют место различия, как в площади поперечного сечения, так и в соотношении размеров сторон образца. Как правило призмы изготавливают в горизонтальном положении, в то время как цилиндры – бетонируют вертикально. Эти различия в форме и размерах образцов, а также в направлении их бетонирования могут в ряде случаев оказывать существенное влияние как на величину коэффициента, определяющего переход от гарантированной прочности, получаемый на кубических образцах к прочности цилиндрических и призматических образцов (коэффициент призматической или цилиндрической прочности), так и на результирующую диаграмму деформирования.

Таблица 4.1.

Схема определения расчетного сопротивления бетона сжатию согласно СНиП 2.03.01–84* и концепции СНБ 5.03.01 (на основе положений EC–2)

Параметр	Согласно СНиП 2.03.01–84* [2]	Согласно пр. СНБ 5.03.01 [1]
	$R_1, R_2, R_3 \dots R_n$ (МПа)	$f_{c1}, f_{c2}, f_{c3} \dots f_{cn}$ (МПа)
Параметры распределения прочности	\bar{R}, \bar{S}_R МПа	f_{cm}, S_{fc} МПа
Гарантированная прочность	$R_b^G = \bar{R} - t \cdot S_R = \bar{R} - 1,64 \cdot S_R$ $R_{bn} = (0,77 - 0,001 \cdot R_b^G) \cdot R_b^G$	$f_{ck} = f_{cm} - 1,64 \cdot (S_{fc})^{*})$
Расчетное сопротивление	$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_c}; \gamma_c = 1,3$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \gamma_c = 1,5$ ($\gamma_c = 1,35$)
*) S_{fc} – стандартное отклонение.		

Таблица 4.2.

Геометрическая форма и размеры опытных образцов, принимаемых при оценке прочностных и деформационных характеристик бетона

Нормативный документ	Вид образца; контролируемая характеристика	Размеры, мм	Нормативная характеристика
СНиП 2.03.01–84*; PN–88/B–06250	Куб; средняя прочность \bar{R}_{15}	$150 \times 150 \times 150$ – базовый; $100 \times 100 \times 100$, $200 \times 200 \times 200$ – альтернативные	Гарантированная прочность (класс)
EC–2; ENV 206 (ISO 1920, 4012); DIN 1045–1:1999–2; PN–B–03264:1999; E–BS–8110; ACI 318–95	Цилиндр; средняя прочность, минимальная прочность	$\varnothing 150/300$ – базовый; $\varnothing 100/200$ – альтернативный	Нормативное сопротивление $f_{cyl} = f_{ck}$
	Куб; средняя прочность, минимальная прочность	$150 \times 150 \times 150$ – альтернативная	Гарантированная прочность (класс) $f_{c,cube}^G$
	Куб; средняя прочность, минимальная прочность	$150 \times 150 \times 150$ – базовый	Гарантированная прочность (класс) $f_{c,cube}^G$
СНБ 5.03.01	Цилиндр; средняя прочность, минимальная прочность	$\varnothing 150/300$ – базовый	Нормативное сопротивление f_{ck}

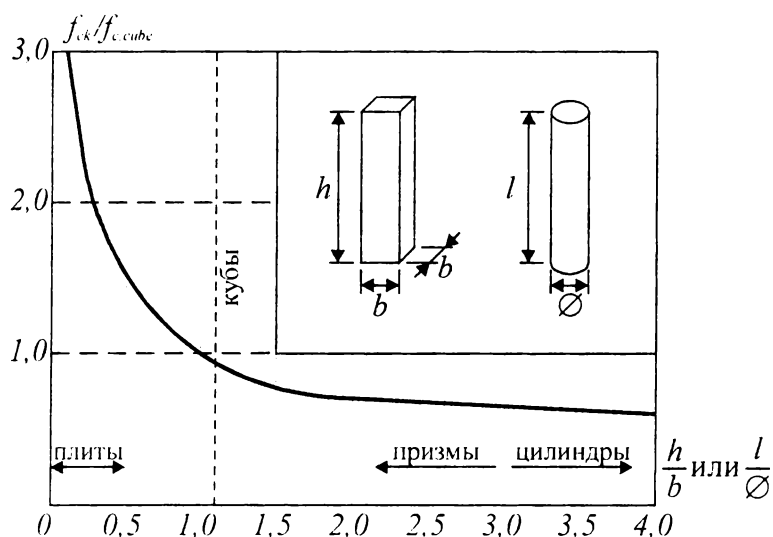


Рис. 4.9.

Влияние отношения (h/b ; l/\varnothing) на прочность бетонных образцов в условиях одноосного сжатия [41]

Экспериментальными исследованиями установлено, что для образцов с равной площадью поперечного сечения пиковые напряжения в вершине диаграммы, связывающей напряжения и деформации бетона, соответствующие кратковременному пределу прочности, уменьшаются с возрастанием высоты образца (рис. 4.9). В то же время, когда соотношение l/\varnothing остается постоянным, образцы малых размеров показывают помимо более высокого сопротивления лучшую деформативность. Наблюдаемые эффекты связывают с тем, что поперечные деформации образца с $l/\varnothing \leq 1$ являются более или менее равномерными вдоль всей высоты цилиндра, в то время как для образцов с $l/\varnothing \geq 2$ наблюдается резко неравномерное распределение поперечных деформаций. При этом части образца, контактирующие при нагружении с испытательной машиной остаются практически в пассивном состоянии. Такая локализация поперечных деформаций для длинных образцов, в меньшей степени отражаясь на величине предела кратковременной прочности, может оказать существенное влияние на характер нисходящей ветви результирующей диаграммы деформирования. Кроме того, локальное разрушение материала при увеличении длины образца приводит к погрешностям и в определении фактических продольных деформаций образца.

Многие исследователи обоснованно доказывали, что образцы цилиндрической формы диаметром 150 мм и высотой 300 мм достаточно хорошо аппроксимируют прочность традиционных бетонов в сжатой зоне конструкции.

Выполненные в последние годы численные исследования с использованием структурно-механических моделей для бетона [34] подтвердили, что цилиндрические образцы, кроме некоторого неравномерного распределения напряжений вдоль высоты, дают достаточно объективную оценку прочности бетона в условиях одноосного сжатия.

Однако при составлении нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций [1] принимали во внимание то обстоятельство, что испытание кубов остается в ближайшем будущем основным способом контроля прочности бетона на производстве. В связи с этим, в обозначении класса бетона по прочности в нормах [1] содержится два числа: одно из них (над чертой) обозначает нор-

мативное сопротивление бетона, определяемое на цилиндрах или призматических образцах, а второе (под чертой) – его гарантированную прочность, установленную на кубических образцах.

При этом следует еще раз подчеркнуть, что *гарантированная прочность бетона, установленная при испытании стандартных кубов, характеризующая его качество, и необходимая для производственного контроля не применяется при проектировании бетонных и железобетонных конструкций.*

Для перехода от гарантированной прочности к нормативному сопротивлению бетона служит т.н. *коэффициент призмной или цилиндрической прочности*, характеризующий отношение прочности, установленной на призмах или цилиндрах к кубиковой прочности. К сожалению, в отношении этой величины, которую, казалось бы, нетрудно определить нет достаточной ясности в связи с тем, что она имеет существенный разброс (от 0,6 до 1,0). Как следует из обобщения опытных данных [34], в основе большого разброса значений этого переходного коэффициента, даже для одинакового бетона, лежит несовершенство способов испытаний кубов, которые при их большой простоте и доступности изготовления могут давать разные результаты в зависимости от качества форм, неконтролируемого эксцентриситета приложения силы к образцу, скорости нагружения, а так же от неопределенных условий взаимодействия в системе «испытываемый образец – пластины пресса» и т.д.

В соответствии с требованиями норм [1, 6] нормативное сопротивление бетона определяется в зависимости от его гарантированной прочности при постоянном значении переходного коэффициента $k_p = 0,8$:

$$f_{ck} = 0,8 f_{c.cube}^G, \quad (4.3)$$

где f_{ck} – нормативное сопротивление бетона, соответствующее прочности бетонных цилиндров или призм, установленной с учетом статистической изменчивости свойств материала (см. раздел 3.5);

$f_{c.cube}^G$ – гарантированная прочность бетона, установленная при испытании кубов по стандартной методике.

Среднюю прочность бетона на сжатие f_{cm} определяют исходя из следующих соображений. Как было показано ранее (см. раздел 3.5), нормативное сопротивление бетона с учетом статистической изменчивости свойств бетона, определяется по формуле:

$$f_{ck,005} = f_{ck} = f_{cm} - t \cdot s, \quad (4.4)$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие;

s – среднеквадратичное (стандартное) отклонение, определяемое по ф. (3.34);

t – параметр распределения (статистика); при принятой обеспеченности нормативных значений 0,95, параметр $t = 1,64$ (см. рис. 3.6).

Тогда средняя прочности f_{cm} может быть выражена из ф. (4.4):

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,64s.$$

Учитывая, что стандарты, по которым осуществляется контроль прочности бетона [19], устанавливают требование, чтобы $s \leq 5$ МПа, произведение $1,64s$ дает примерно 8 МПа.

Поэтому нормы [1, 6] с некоторым запасом предлагают определять среднюю прочность бетона по формуле:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (МПа)}. \quad (4.5)$$

При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций нормы [1, 6, 11] устанавливают следующие классы конструктивных бетонов по прочности на осевое сжатие:

- для тяжелых, в том числе напрягающих: $C^8/10$; $C^{12}/15$; $C^{16}/20$; $C^{20}/25$; $C^{25}/30$; $C^{30}/37$; $C^{35}/45$; $C^{40}/50$; $C^{45}/55$; $C^{50}/60$; $C^{60}/70$; $C^{70}/85$; $C^{80}/95$; $C^{90}/105$;
- для легких (при $\rho \geq 1000 \text{ кг/м}^3$): $LC^{12}/15$; $LC^{16}/20$; $LC^{20}/25$; $LC^{25}/30$; $LC^{30}/37$; $LC^{35}/45$; $LC^{40}/50$; $LC^{45}/50$;
- для мелкозернистых группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке на песке с модулем крупности более 2,0): $C^8/10$; $C^{12}/15$; $C^{16}/20$; $C^{20}/25$; $C^{25}/30$; $C^{30}/37$; $C^{35}/45$;
- для мелкозернистых группы Б (то же с модулем крупности 2,0 и менее): $C^8/10$; $C^{12}/15$; $C^{16}/20$; $C^{20}/25$; $C^{25}/30$.

Отметим, что параметрический ряд классов тяжелого и напрягающего бетонов содержит в нормах [1] характеристики **высокопрочных бетонов**, к которым согласно определению, данному Международным комитетом по бетону (FIB) [19], следует относить **бетоны, имеющие цилиндрическую прочность на сжатие не менее 60 МПа и не более 130 МПа, полученные при использовании традиционных заполнителей и портландцементного вяжущего**.

В табл. 4.3 представлены нормативные сопротивления бетона, значения его средней прочности на сжатие, соответствующие нормируемым классам по прочности для тяжелого и мелкозернистого бетонов.

Расчетные сопротивления бетона на сжатие f_{cd} определяют путем деления нормативных сопротивлений f_{ck} на частные коэффициенты безопасности по бетону, установленные в разделе 3.5. Принятое обозначение класса бетона по прочности на сжатие удобно при выполнении расчетов, т.к. несет необходимую исходную информацию. Так, например, при заданном классе бетона $C^{30}/37$ нормативное сопротивление бетона, выраженное числом над чертой, равно $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$. При нормируемом коэффициенте безопасности по бетону $\gamma_c = 1,5$, расчетное сопротивление бетона сжатию составит $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ МПа}$.

В табл. 4.3 помимо прочностных характеристик бетона на сжатие содержатся нормативные и средние сопротивления бетона растяжению, соответствующие принятому параметрическому ряду классов по прочности на сжатие. Определение прочности бетона прямым растяжением образцов трудоемко и требует специального оборудования. При этом, как было показано в п. 4.1.2, даже при обеспеченных технических возможностях по проведению испытаний не всегда удается достигнуть желаемого результата, т.е. создать однородное равномерное растяжение бетонного образца. Поэтому, с определенным допущением, при выполнении инженерных расчетов прочность бетона на растяжение принято определять в зависимости от прочности на сжатие. В основном взаимосвязь между средней прочностью бетона на

* Условное обозначение класса тяжелых и мелкозернистых бетонов $C^{f_{ck}}/f_{c.cube}^G$, легких – $LC^{f_{ck}}/f_{lc.cube}^G$

Буквенное сокращение: С – бетон (англ. «concrete»), LC – легкий бетон (англ. «light concrete»).

Таблица 4.3.

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов согласно [1, 6]

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}^G$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (МПа)	18	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (МПа)	4	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	2,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	5,2	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
ϵ_{c1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ϵ_{cu1} (‰)						-3,5					-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{c2} (‰)						-2,0					-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{cu2} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n						2,0					1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ϵ_{c3} (‰)						-1,75					-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание: для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 4.3 f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c,cube}^G$

растяжение и его средней прочностью на сжатие принимают по предложению *Ферет* (*Feret*) в виде:

$$f_{ctm} = \alpha_r \cdot f_{cm}^{2/3}, \quad (4.6)$$

где f_{ctm} , f_{cm} – соответственно средняя прочность бетона на растяжение и на сжатие;

α_r – опытный (эмпирический) коэффициент.

Как следует из [34], принимая сравнимость уровней коэффициента вариации при определении f_{ck} и f_{ctk} , значение коэффициента α_r может быть принято равным $\alpha_r = 0,3$. Тогда нормативное сопротивление бетона растяжению составит:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 f_{cm}^{2/3} = 0,21 f_{cm}^{2/3}. \quad (4.7)$$

Как видно, нормы [1, 6] определяют нормативное сопротивление бетона растяжению при $\alpha_r = 0,21$.

Для легких бетонов ($\rho \geq 1000$ кг/м³) нормативные и средние сопротивления растяжению (см. табл. 4.3) определяют по ф. (4.7) с умножением полученных значений на поправочный коэффициент:

$$\eta = 0,30 + 0,70 \frac{\rho}{2400}, \quad (4.8)$$

где ρ – плотность легкого бетона в сухом состоянии (в кг/м³).

Для напрягающих бетонов значения нормативных и расчетных сопротивлений растяжению по табл. 4.3 следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

Учитывая сложности, возникающие при испытании образцов прямым растяжением, нормативные документы допускают контролировать прочность бетона на растяжение косвенными методами – как прочность на растяжение при изгибе ($f_{ct,fl}$) и раскалывании ($f_{ct,sp}$) (см. табл. 4.4). При этом установлена взаимосвязь между прочностью бетона на осевое растяжение ($f_{ct,ax}$) и его прочностью на растяжение, полученной косвенными методами:

$$f_{ct,ax} = 0,9 f_{ct,sp}, \quad (4.9)$$

$$f_{ct,ax} = 0,5 f_{ct,fl}. \quad (4.10)$$

В формулах (4.9) и (4.10):

$f_{ct,ax}$ – прочность бетона на осевое растяжение;

$f_{ct,sp}$ – прочность бетона на растяжение при раскалывании образцов (см. табл. 4.4);

$f_{ct,fl}$ – прочность бетона на растяжение при изгибе.

Таблица 4.4.

Определение прочности бетона при растяжении на опытных образцах

№	Схема испытаний	Расчетная формула	Нормативный документ
1		$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot P_n}{\pi \cdot a^2}$	
		$f_{ct,ax} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$	ISO 4108
2		$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot P_n}{\pi \cdot D \cdot l}$	
3		$f_{ct,fe} = \frac{P_n \cdot l}{b \cdot h^2}$	$f_{ct,ax} = 0.5 \cdot f_{ct,fe}$ ISO 4013

4.4. Деформативность бетона

В бетоне принято различать деформации двух видов:

- а) **объемные**, развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки, набухания, расширения (физико-химического или (и) температурного);
- б) **силовые**, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действующих усилий; силовым продольным деформациям соответствуют вполне определенные поперечные деформации, характеризуемые коэффициентом поперечной деформации (коэффициентом Пуассона).

4.4.1. Объемные деформации бетона

4.4.1.1. Усадка и набухание.

Под усадкой в общем случае принято понимать объемное сокращение бетона (раствора, цементного камня) в результате физико-химических процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой, изменения влажности цементного камня и карбонизации бетона. Согласно сформировавшимся представлениям, усадку бетона следует рассматривать как свойство микроструктуры твердеющего цементного камня. Величина деформации усадки во времени зависит от многих факторов.

Усадку принято подразделять на две составляющие:

- **химическую усадку**, связанную с потерей воды при протекании процессов гидратации вяжущего. При схватывании и твердении портландцемента происходит изменение объема гидратирующего вяжущего, так как молекулы воды, входящие в состав новообразований (гидросиликатов и гидроалюминатов кальция) располагаются значительно плотнее, чем в свободном состоянии. На стадии формирования структуры рассматривают дополнительные эффекты от т.н. аутогенной усадки, связанные с действием поверхностного натяжения воды в порах и капиллярах;
- **физическую усадку**, обусловленную потерей части свободной влаги бетона при ее испарении из открытых пор и капилляров в атмосферу (при сухих условиях эксплуатации).

Химическая и аутогенная составляющая усадки проявляется особенно интенсивно при схватывании в первые часы твердения бетона. При этом химическая усадка весьма значительна и при твердении бетона в воде. Если затвердевший бетон поместить в сухие атмосферные условия (т.е. создать условия высыхания бетона), проявляется физическая усадка, которую часто называют усадкой при высыхании (англ. *drying shrinkage*). При хранении бетона во влажных или водных условиях будет происходить физическое набухание, т.е. некоторое увеличение объема образца (рис. 4.10). Когда жидкая фаза затвердевшего цементного камня находится в равновесии с влажностью окружающего воздуха, никаких изменений в объеме цементного камня не происходит. В общем случае величина усадочной деформации на макроскопическом уровне зависит от следующих основных факторов:

- количества, вида цемента и его активности;
- количества воды затворения или, другими словами, водоцементного отношения;
- температурно-влажностных условий окружающей среды;
- крупности заполнителя и его физико-механических свойств (как фактор, определяющий задерживающее влияние по отношению к свободным деформациям усадки цементного камня);

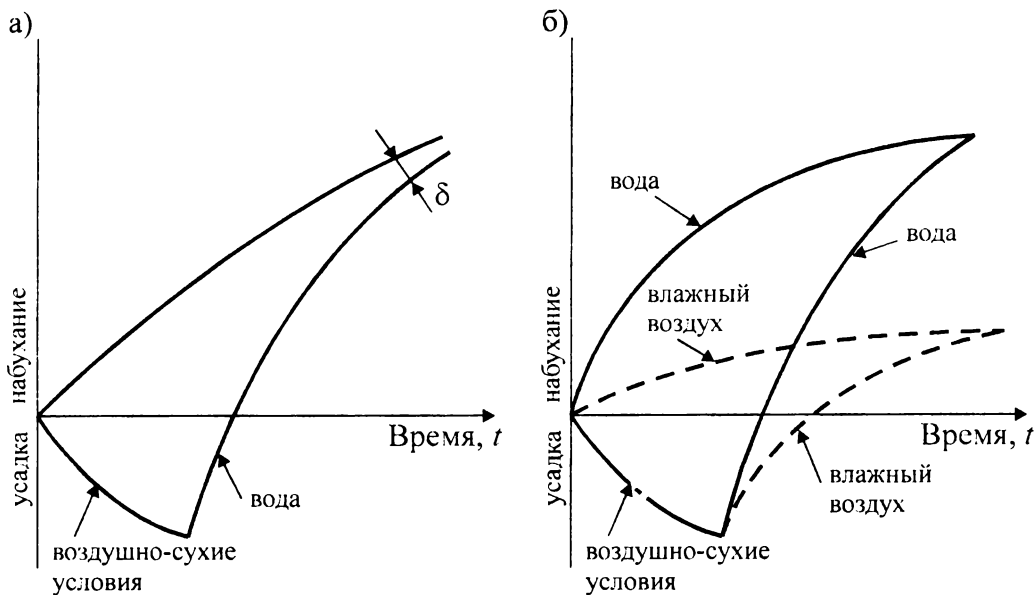


Рис. 4.10.

Обратимость процессов усадки и набухания цементного бетона в различные периоды твердения согласно [27]: а) необратимость в раннем периоде твердения; б) обратимость процессов после завершения структурообразования бетона.

- объемного содержания цементного камня в бетоне;
- межзерновой пустотности заполнителей бетона
- присутствия добавок и ускорителей твердения, оказывающих влияния на условия формирования структуры бетона (процессы структурообразования).

В соответствии с положениями норм [1, 6] величину относительных деформаций полной усадки бетона в произвольный момент времени t следует определять по формуле:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs,d}(t, t_0) + \varepsilon_{cs,a}, \quad (4.11)$$

где $\varepsilon_{cs,d}(t, t_0)$ – относительная деформация физической усадки бетона к моменту времени t , обусловленная высыханием;

$\varepsilon_{cs,a}$ – относительная деформация химической и аутогенной усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.

Относительные деформации химической усадки в ф. (4.11) согласно [1, 6] допускается определять по эмпирической зависимости вида:

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{cs,a(\infty)}, \quad (4.12)$$

$$\text{где } \varepsilon_{cs,a(\infty)} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}; \quad (4.13)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}). \quad (4.14)$$

В формуле (4.14) время t в сутках.

Как видно из ф. (4.13), величина деформации химической усадки выражена через нормативное сопротивление бетона f_{ck} , что косвенно характеризует его состав, а главным образом водоцементное отношение.

Для определения относительной деформации физической составляющей усадки $\varepsilon_{cs,d}$ используется эмпирическая модель, учитывающая основные факторы, влияющие на развитие процесса.

Относительные деформации свободной физической усадки для тяжелого бетона классов по прочности от $C^{8/10}$ до $C^{50/60}$ при относительной влажности от 40 % до 100 % и температуре окружающего воздуха от 10°C до 20°C в соответствии с требованиями норм [1, 6] определяют по формуле:

$$\varepsilon_{cs,d}(t, t_0) = \varepsilon_{cs,d(\infty)} \cdot \beta_{ds}(t - t_s), \quad (4.15)$$

где $\varepsilon_{cs,d(\infty)}$ – базовая относительная деформация усадки бетона;

$\beta_{ds}(t - t_s)$ – коэффициент, учитывающий скорость развития усадки в зависимости от рассматриваемого возраста бетона t и возраста t_0 к моменту начала усадки (воздушно-сухого хранения) (сут.), определяемый по формуле:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)t_l}{350(h_0^2/h_l)^2 + (t - t_s)t_l}}, \quad (4.16)$$

здесь h_0 – приведенный размер сечения элемента (мм), определяемый по формуле:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (4.17)$$

A_c , u – соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента;

$h_l = 100$ мм;

$t_l = 1$ сут.

Базовые относительные деформации усадки в ф. (4.15) определяют по формуле:

$$\varepsilon_{cs,d(\infty)} = \beta_{RH} \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6}, \quad (4.18)$$

$$\text{где } \beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \text{ при } RH < 99 \% \cdot \beta_{sl}; \quad (4.19a)$$

$$\beta_{RH} = 0,25 \text{ при } RH > 99 \% \cdot \beta_{sl}; \quad (4.19b)$$

$$\beta_{sl} = \left(\frac{3,5 f_{cm,0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \quad (4.20)$$

В формулах (4.18)..(4.20):

f_{cm} – средняя прочность бетона в возрасте 28 суток (МПа), определяемая по табл. 4.3);

α_{ds1} , α_{ds2} – коэффициенты, учитывающие вид цемента и принимаемые по табл. 4.5; $f_{cm,0} = 10$ МПа;

RH – влажность в %; $RH_0 = 100$ %.

Таблица 4.5.Значения коэффициентов α_{ds1} и α_{ds2} согласно [1, 6]

Вид цемента	α_{ds1}	α_{ds2}
Медленно твердеющий	3,0	0,13
Нормально и быстротвердеющий	4,0	0,11
Быстротвердеющий высокопрочный	6,0	0,12

Предельную величину относительных деформаций физической усадки $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$ (при $t \rightarrow \infty$) для тяжелого бетона допускается согласно норм [1] определять по табл. 4.6.

Таблица 4.6.

Предельные значения свободных относительных усадочных деформаций $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$ (в %) согласно [1, 6]

$f_{ck}/f_{c,cube}$	Предельные значения относительных усадочных деформаций					
	Относительная влажность RH (в %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25 и менее	-0,75	-0,70	-0,59	-0,20	-0,20	0,12
40/50	-0,60	-0,56	-0,47	-0,29	-0,16	0,10
60/75	-0,48	-0,45	-0,38	-0,24	-0,13	0,08
80/95	-0,39	-0,36	-0,30	-0,19	-0,11	0,06
90/105	-0,35	-0,33	-0,27	-0,17	0,06	0,06

Знак «плюс» в табл. 4.6 означает набухание бетона

Предельные деформации физической усадки $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$, приведенные в табл. 4.6, применимы в случае бетонных смесей, имеющих марку по удобоукладываемости П2 и П3 согласно [4]. Для бетонных смесей, имеющих другие марки по удобоукладываемости, значения из табл. 4.6 следует умножить на поправочные коэффициенты, равные:

0,7 – для жестких бетонных смесей при марке по удобоукладываемости П1, жесткости Ж1–Ж3, СЖ1–СЖ3;

1,2 – для подвижных смесей с маркой по удобоукладываемости П4, П5.

При использовании суперпластификаторов марки по удобоукладываемости следует устанавливать на базовых смесях до введения суперпластификатора. Предельную относительную деформацию физической усадки для легких бетонов допускается определять по табл. 4.6 с умножением полученных значений на поправочный коэффициент η_3 :

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)_L = \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \cdot \eta_3, \quad (4.21)$$

где для классов бетонов от LC⁸/₁₀ до LC¹⁶/₂₀ $\eta_3 = 1,5$, от LC¹⁶/₂₀ и выше – $\eta_3 = 1,2$.

Относительную деформацию химической усадки $\varepsilon_{cs,a}$ для легких бетонов определяют по ф. (4.12) в случае, когда для их приготовления используют легкие заполнители, предварительно не насыщенные водой. В случае если легкие заполнители хотя бы частично насыщены водой, относительные деформации $\varepsilon_{cs,a}$, определенные по ф. (4.12), уменьшают на 10 %.

4.4.1.2. Температурные деформации бетона. Нормы [1, 6] по проектированию железобетонных конструкций в интервале температур от -20 до $+100$ °С рекомендуют принимать значения коэффициента температурного расширения равным $\alpha_t = 1 \times 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$. В наиболее часто встречаемых эксплуатационных ситуациях это значение мало отличается от коэффициента температурного расширения стали ($1,2 \times 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$).

При наиболее детальном анализе, приведенном в работе [44] установлено, что коэффициент α_t для бетона претерпевает колебания в пределах от $0,75$ до $1,45 \times 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$. Существенное влияние здесь оказывает концентрация крупного заполнителя и его минералогический состав. В предельных случаях для бетонов на кварцевом песке следует принимать $\alpha_t = 1,18 \times 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$, тогда как тот же коэффициент на известняковом заполнителе составляет всего $\alpha_t = 0,68 \times 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$.

Коэффициент температурного линейного расширения для легкого бетона зависит от вида заполнителей и может изменяться от $0,4 \cdot 10^{-5}$ до $1,4 \cdot 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$. В случае, когда при расчетах конструкции температурные деформации не имеют определяющего значения, допускается принимать средние значения коэффициента температурного расширения равного $0,8 \cdot 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$.

4.4.2. Силовые деформации бетона

Как было показано ранее (см. п. 4.1.1), бетон работает подобно упругому телу только в небольшом диапазоне напряжений или при «мгновенном» (очень быстром) нагружении. Начиная с низких уровней напряжений в нем помимо упругих деформаций развиваются неупругие или пластические деформации. Если бетон подвергнуть попеременно нагрузке и разгрузке (циклическим нагружениям), то на полученном графике (рис. 4.11) отчетливо выделяется участок остаточных относительных деформаций, который увеличивается с ростом количества циклов нагружения.

Силовые относительные деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяют на:

- относительные деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой;
- относительные деформации при длительном действии однократно приложенной нагрузки;
- относительные деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

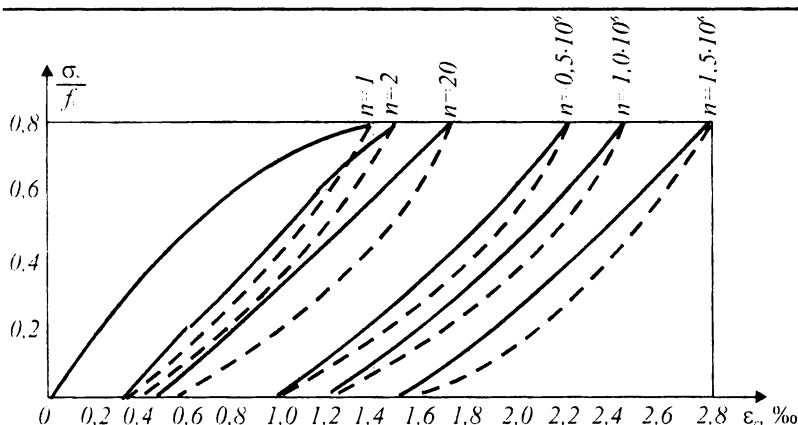


Рис. 4.11.

Зависимость « σ – ϵ » при циклических нагружениях бетона

4.4.2.1. Деформации бетона при однократном кратковременном нагружении

а) Модуль деформаций бетона

Характеристикой упруго-пластических свойств бетона является его модуль деформаций, устанавливающий зависимость между напряжениями и относительными деформациями в любой точке диаграммы деформирования (состояния).

Характер диаграммы деформирования « σ - ϵ » свидетельствует об изменчивости модуля деформаций. При $\sigma = 0$ он имеет максимальное значение (начальный или динамический модуль упругости бетона). Там, где напряжения $\sigma_c = f'_c$, модуль упругости уменьшается до нуля. Практическое значение для расчетов железобетонных конструкций имеет т.н. средний модуль упругости бетона E_{cm} , выражаемый тангенсом угла наклона секущей α_m в точке $\sigma_c = 0,4f_{cm}$.

Учитывая нелинейную связь между напряжениями и деформациями (см. рис. 4.12) обычно используют при определении модуля продольных деформаций:

- мгновенный модуль полных деформаций E_c , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « σ - ϵ » в ее произвольной точке $\left(E_c = \lim_{\Delta\epsilon \rightarrow 0} \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \text{tg}\alpha_l \right)$;
- средний модуль упругости E_{cm} , выражаемый тангенсом угла наклона секущей, проходящей через начало координат ($\sigma = 0$) и точку на кривой при $\sigma_c = 0,4f_{cm}$;
- начальный модуль упругости E_{c0} , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « σ - ϵ », и проходящей в начале координат ($\sigma_c = 0$).

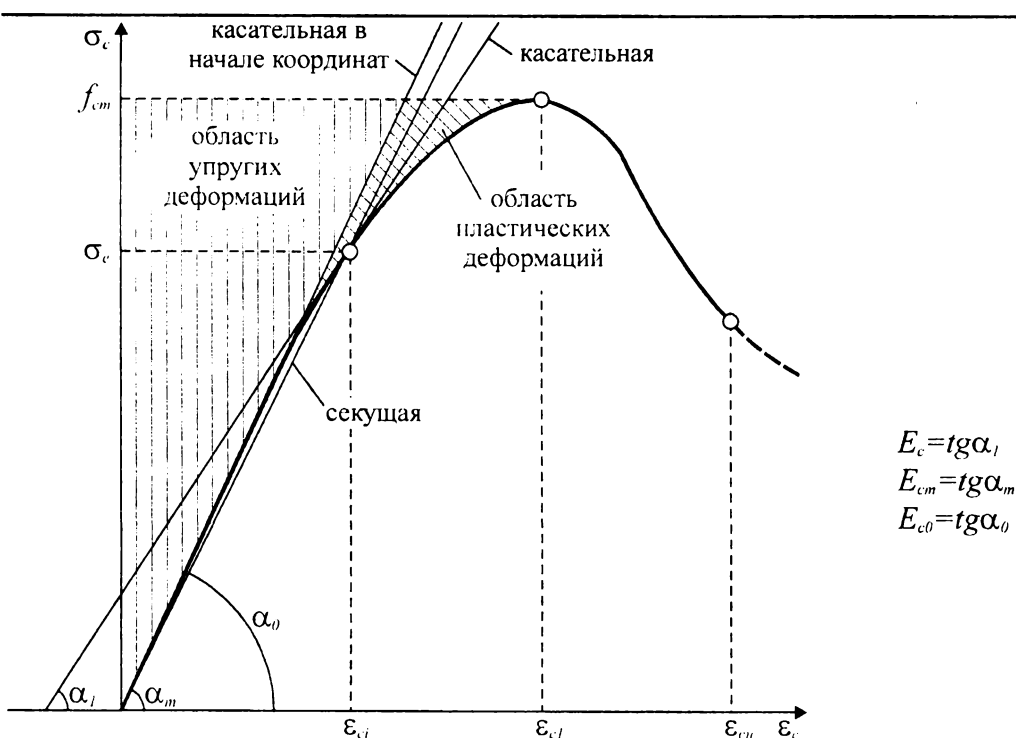


Рис. 4.12.

К определению модуля деформаций бетона

Величину среднего модуля упругости для тяжелого и мелкозернистого бетонов в соответствии с нормами [6, 11] определяют по эмпирической формуле вида:

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} \cdot 10^3 \text{ (МПа)}. \quad (4.22)$$

Формула (4.22) позволяет определить численное значение среднего модуля упругости для бетонов, выполненных на гранитном и кварцевом щебне. Для других видов крупного заполнителя модуль упругости, рассчитанный по ф. (4.22) следует умножать на поправочный коэффициент:

- для бетонов, приготовленных с использованием крупного заполнителя из базальта, плотного известняка – $\eta_E = 1,2$;
- то же из песчаника – $\eta_E = 0,7$.

Для легких бетонов ($\rho \geq 1000 \text{ кг/м}^3$) значение среднего модуля упругости E_{cm} , установленное по ф. (6.22), следует умножать на поправочный коэффициент

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2400} \right)^2, \quad (4.23)$$

где ρ – плотность легкого бетона в сухом состоянии (кг/м^3).

Нормы по проектированию железобетонных конструкций [1] устанавливают значения среднего модуля упругости E_{cm} (см. табл. 4.7) по предложениям проф. Н.П. Блещика [20], сформулированных на основе применения структурно-механической модели бетона с учетом технологических свойств бетонной смеси.

б) Значения относительных деформаций в параметрических точках диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии

Как было показано выше, при расчетах железобетонных конструкций диаграмма деформирования (состояния) рассматривается как обобщенная характеристика механических свойств бетона. Для ее аналитического описания, а также для определения критерия наступления предельного состояния конструкции, необходимо иметь обоснованные значения относительных деформаций в параметрических точках:

ε_{cl} – относительной деформации, соответствующей пиковым напряжениям диаграммы, и

ε_{cu} – предельной деформации бетона при сжатии.

Экспериментальные исследования, выполненные при изучении полных диаграмм деформирования показывают, что при изменении класса бетона по прочности при сжатии (даже при одинаковых начальных технологических условиях) относительные деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования ε_{cl} не остаются величиной постоянной (табл. 4.8). При этом установлена общая тенденция к смещению в сторону увеличения значения параметрической точки ε_{cl} при возрастании предела кратковременной прочности бетона на сжатие. С ростом прочности бетона на сжатие увеличивается участок упругого деформирования на восходящей ветви диаграммы, что обуславливает склонность материала к хрупкому разрушению как в случае высокопрочных бетонов. В широком диапазоне классов по прочности (от $C^8/10$ до $C^{110}/120$) продольная относительная деформация ε_{cl} изменяется от 1,45 до 2,75 % в зависимости от исходных технологических параметров

Таблица 4.7.

Средние модули упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов согласно [1]

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Средний модуль упругости бетона E_{cm} (ГПа) классов:														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
ЖЗ..Ж4 СЖ1..СЖ3	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
Ж1..Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
П1..П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
ПЗ..П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–
П5-Л1..П5-Л5	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–	–	–	–	–	–

Примечания:

1. При назначении среднего модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.09.01 с учетом СТБ 1035.
2. Значения среднего модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.
3. Приведенные значения среднего модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,85.
4. Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm} , указанные в табл. 6.2, следует умножать на поправочный коэффициент, принимаемый равным:
 - а) при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:
 - ниже минус 20 °С до минус 40 °С включительно – 0,85;
 - ниже минус 5 °С до минус 20 °С включительно – 0,90;
 - минус 5 °С и выше – 0,95.

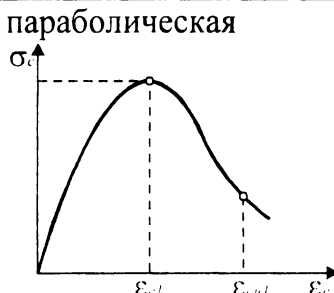
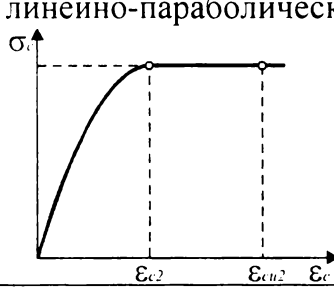
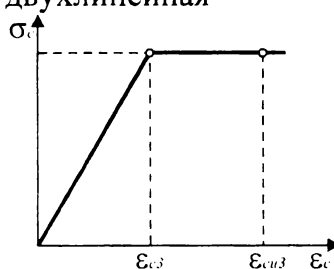
При повышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно табл. 5.3 приведенные выше коэффициенты могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не могут быть больше единицы.

бетонной смеси при прочих равных условиях. Кроме того, значения относительных деформаций ϵ_{c1} , полученных опытным путем существенно зависят от методики измерений относительных деформаций при испытаниях.

Нормы [1, 6] устанавливают значения относительной деформации ϵ_{c1} в зависимости от класса бетона (см. табл. 4.8), соблюдая установленную тенденцию к ее возрастанию с ростом прочности материала. При этом численные значения, внесенные в табл. 4.3, приняты с некоторым обоснованным запасом в сторону обеспечения безопасности конструкции. Особенно это характерно для высокопрочных бетонов (выше $C^{50}/60$).

Таблица 4.8.

Численные значения относительных деформаций в параметрических точках в зависимости от вида диаграммы деформирования согласно [1, 6]

Вид диаграммы	Класс бетона по прочности	
	до $C^{50}/60$ включительно	более $C^{50}/60$
<p>параболическая</p> 	$\epsilon_{c1}(\text{‰}) = -0,7 f_{cm}^{0,31}$ $\epsilon_{cu1} = -3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c1}(\text{‰}) = -2,8 - 2,7[(98 - f_{cm})/100]^4$
<p>линейно-параболическая</p> 	$-2,0 \text{ ‰}$ $-3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c2}(\text{‰}) = -2,0 - 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = -2,6 - 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
<p>двухлинейная</p> 	$-1,75 \text{ ‰}$ $-3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c3}(\text{‰}) = -1,75 - 0,55(f_{ck} - 50)/40$ $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = -2,6 - 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Если принятые в нормах [1, 6] численные значения относительной деформации ϵ_{c1} (см. табл. 4.3) отражают единую тенденцию возрастания этой величины с ростом прочности бетона, то в отношении назначения предельной относительной деформации (предельной сжимаемости) ϵ_{cu} у специалистов нет единого мнения.

Отличия в подходах к назначению величины предельных деформаций бетона ϵ_{cu} в т.н. закритической области деформирования в значительной степени зависят

даже не столько от принятой методики испытаний (что было рассмотрено ранее, см. п. 4.2), но от определения самого понятия «*предельная сжимаемость*».

В научно-технической и учебно-методической литературе приводятся, как правило, значения предельной относительной деформации ε_{cu} , соответствующие произвольно выбранному уровню напряжений на нисходящей ветви диаграммы. При этом в различных источниках значения коэффициента $k_f = \sigma_{cu} / f'_c$ принимают от 0,5 до 0,85 (σ_{cu} – напряжения на нисходящей ветви, соответствующие относительной деформации ε_{cu}). Следует отметить, что величина предельной относительной деформации ε_{cu} , нормируемая в качестве параметрической точки полной идеализированной диаграммы деформирования, не означает максимальной продольной деформации бетона, регистрируемой при полном разрушении образца, а имеет вполне определенный физический смысл. По определению проф. Г.В. Несветаева под *предельной сжимаемостью бетона следует понимать границу устойчивого деформирования сечения, равную деформации ε_{cu} , соответствующей предельной потенциальной энергии структуры*. Исходя из условия, что количество энергии, соответствующей границе устойчивого деформирования в закритической области, равно количеству энергии упругого деформирования в момент достижения пиковой деформации ε_{cl} , установлено, что предельную относительную деформацию следует назначать при уровне напряжений σ_{cu} / f'_c от 0,45 до 0,8 в зависимости от прочности бетона. Нормы [1, 6] предлагают принимать предельную относительную деформацию для бетонов нормальной прочности (до C⁵⁰/₆₀ включительно) постоянной и равной $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$, а для бетонов более высоких классов рассчитывать по формулам, приведенным в табл. 4.8.

Для высокопрочных бетонов (более C⁵⁰/₆₀) подход, принятый в нормах [1, 6], сознательно недооценивает их пластические свойства. При этом, численные значения предельных относительных деформаций ε_{cu} , включенные в табл. 4.3, изменяются таким образом, что с возрастанием класса бетона по прочности при сжатии предельная относительная деформация ε_{cu} уменьшается, стремясь к значению ε_{cl} (см. табл. 4.8). При принятом подходе диаграмма деформирования для бетона класса C⁹⁰/₁₀₅ имеет практически только восходящую ветвь, что характеризует упругую работу материала на всем диапазоне деформирования и последующее хрупкое разрушение. Такой подход хотя и не в полной мере отражает реальные деформационные свойства высокопрочных бетонов в закритической области диаграммы, может быть оправдан с позиции обеспечения безопасности конструкций, выполненных из таких бетонов. Численные значения относительных продольных деформаций ε_{cl} и ε_{cu} , используемых при описании полной диаграммы деформирования (рис. 4.12), представлены в табл. 4.3.

в) Поперечные деформации бетона

Коэффициент поперечных деформаций бетона при сжатии или так называемый коэффициент Пуассона принимают равным $\nu_c = 0,20$. Вместе с тем, в ряде норм (например ЕС–2 [6] и др.) принимают значение коэффициента поперечных деформаций $\nu_c = 1/6 = 0,167$. Результаты опытов различных исследователей показывают достаточно широкий диапазон изменения коэффициента поперечных деформаций бетона от 0,15 до 0,30. В практике для диапазона напряжений, не превышающих $0,5 \div 0,6 f_{ck}$, значения ν находятся в пределах 0,15 \div 0,24 (см. рис. 4.13). При-

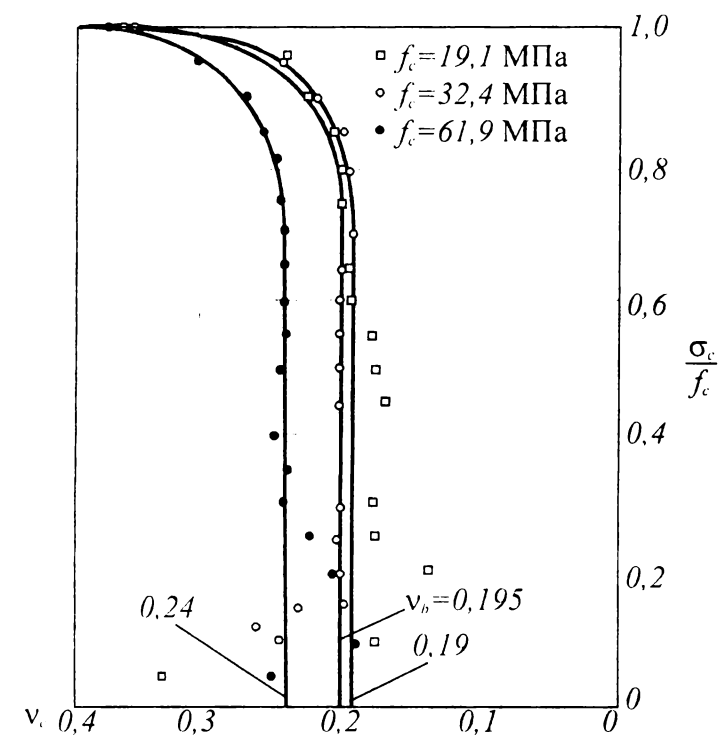


Рис. 4.13.

Изменение коэффициента Пуассона при различных уровнях нагружения образца

нятое в нормах [1, 6] значение коэффициента Пуассона на уровне $\nu_c = 0,2$ соответствует рекомендациям Европейского комитета по бетону [19]. В случае, когда допускается образование трещин в бетоне растянутой зоны, коэффициент Пуассона принимают равным $\nu_c = 0$.

4.4.2.2. Деформации бетона при длительном действии нагрузки.

Ползучесть бетона

Опыты показывают, что если сжимающая нагрузка действует на бетонный образец длительное время, его деформация возрастает, стремясь при достаточно продолжительном нагружении (в течение нескольких лет) к некоторому пределу. Такую медленно нарастающую деформацию при неизменном (постоянном) уровне напряжений принято называть **ползучестью**.

Изменение величины деформаций ползучести в зависимости от скорости начального нагружения показано на рис. 4.14. В общем случае величина деформации ползучести бетона зависит от целого ряда факторов, главными из которых принято считать:

- возраст бетона в момент нагружения;
- относительный уровень напряжений, действующих на бетонный образец;
- температура и влажность окружающей среды;
- технологические параметры бетонной смеси (объемное содержание цементного камня, водоцементное отношение, активность и вид цемента, вид заполнителей, способ уплотнения и тепловой обработки);
- геометрические размеры поперечного сечения элемента.

Воспользовавшись графиком, приведенным на рис. 4.15, проследим за изменением деформаций бетонного образца непосредственно с момента его изготовления.

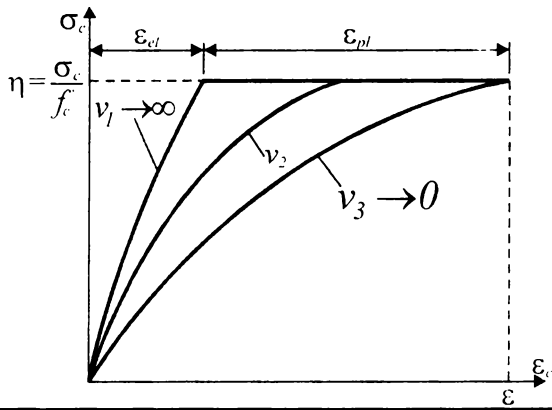


Рис. 4.14.

Изменение деформаций ползучести бетона от скорости начального нагружения образца

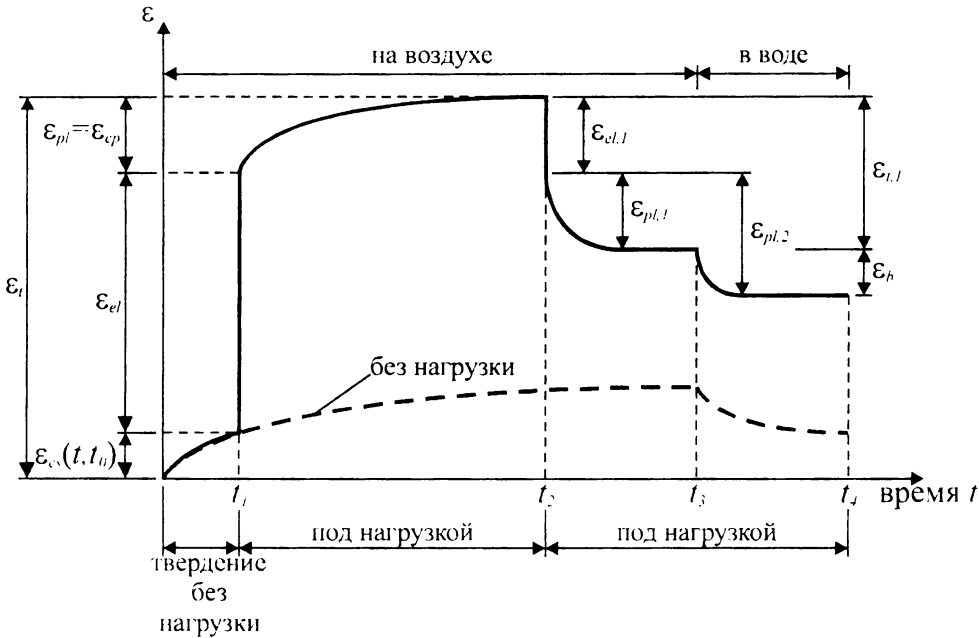


Рис. 4.15.

Проявление усадки и ползучести в условиях нагружения и разгрузки на воздухе и в воде

В течение времени t_1 образец не нагружен и в бетоне развиваются относительные деформации усадки $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$. Приложение нагрузки в момент времени t_1 вызывает мгновенную упругую составляющую деформации ε_{el} и соответствующую пластическую деформацию ε_{pl} . При этом некоторая часть пластической деформации (в зависимости от уровня нагружения) реализуется в момент кратковременного нагружения, а остальная – в течение длительного времени при постоянном уровне напряжений σ_c / f'_c . Если в возрасте t_2 , когда проявление пластических деформаций ползучести стабилизируется и полная относительная деформация составляет $\varepsilon_t = \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$, снять нагрузку, образец изменит свою длину на величину мгновенной деформации $\varepsilon_{el,1}$. Однако она не сохраняется неизменной, а увеличивается, приводя в момент времени t_3 к появлению дополнительной деформации $\varepsilon_{pl,1}$. Это явление принято называть упругим последствием бетона.

Если же образец опустить в воду в возрасте t_3 , проявится дополнительная деформация вследствие набухания ε_b . Как показывают экспериментальные исследования, деформация набухания будет тем больше, чем больше деформация ε_t (см. рис. 4.15). Таким образом, полная относительная деформация бетона складывается

из относительных деформаций: упругой ε_{el} , ползучести ε_{pl} и усадки ε_{cs} . При этом относительные деформации усадки и ползучести действуют совместно, хотя в большинстве расчетных моделей условно рассматриваются как независимые процессы. Следует отметить, что до настоящего времени общая теория ползучести не разработана. Поэтому для расчета параметров ползучести используют в основном феноменологические расчетные модели.

Расчетная модель ползучести, принятая в нормах [1, 6], базируется на положении, что деформация ползучести пропорциональна многочлену монотонно убывающей функции, зависящей от возраста бетона к моменту нагружения t_0 , и монотонно возрастающей функции, описывающей развитие ползучести во времени под действием нагрузки в интервале времени от t_0 до t :

$$\varepsilon_{cc} \approx g_I(t_0) \cdot f_I(t - t_0). \quad (4.24)$$

Такая модель хорошо описывает изменение деформаций ползучести во времени при постоянных напряжениях. При ее построении принято допущение, согласно которому считается, что для каждого приращения нагрузки (напряжения) материал рассматривается как нагружаемый в первый раз. Эта модель приспособлена для прогнозирования средних относительных деформаций неармированного бетона в условиях одноосного напряженного состояния.

В расчетах железобетонных конструкций ползучесть учитывается при помощи т.н. коэффициента (или характеристики) ползучести, под которым принято понимать отношение относительных деформаций ползучести в момент времени t к упругой относительной деформации, возникающей от нагрузки, приложенной в момент времени t_0 , т.е.

$$\Phi(t, t_0) = \varepsilon_{cc}(t) / \varepsilon_{cc}(t_0).$$

Величину коэффициента ползучести $\Phi(t, t_0)$ как функцию времени определяют по формуле:

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0), \quad (4.25)$$

где $\beta_c(t - t_0)$ – коэффициент, описывающий развитие деформаций ползучести во времени от t_0 (сут.), соответствующего сроку приложения нагрузки, до t – возрасту бетона, в котором производится расчет ползучести;

Φ_0 – базовый коэффициент ползучести, определяемый в зависимости от средней прочности бетона f_{cm} по формуле:

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \frac{16,8}{(0,1 + t_0^{0,2}) \sqrt{f_{cm}}}. \quad (4.26)$$

В формуле (4.26) коэффициент Φ_{RH} учитывает влияние относительной влажности окружающего воздуха RH (%) и приведенный размер сечения h_0 :

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,10 \sqrt[3]{h_0}} \text{ при } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}; \quad (4.27a)$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,10\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \text{ при } f_{cm} > 35 \text{ МПа.} \quad (4.276)$$

Коэффициент $\beta_c(t - t_0)$ в ф. (4.25) определяют по формуле:

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3}, \quad (4.28)$$

где параметр β_H определяют по формуле:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{1,8} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \text{ при } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа;} \quad (4.29a)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{1,8} \right] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ при } f_{cm} > 35 \text{ МПа.} \quad (4.29b)$$

Коэффициенты α_1 , α_2 , α_3 учитывают влияние прочности бетона и приняты равными:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}; \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2}; \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

Влияние вида цемента на величину коэффициента ползучести допускается учитывать путем модификации времени t_0 в ф. (4.28):

$$t_0 = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^2} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5, \quad (4.30)$$

где $t_{0,T}$ – возраст бетона к моменту нагружения (сут.), модифицированный с учетом влияния изменения температуры, определяемый по ф. (4.32);

α – коэффициент, учитывающий вид цемента и принимаемый равным:

$\alpha = -1$ – для медленно твердеющих цементов;

$\alpha = 0$ – для нормального и быстротвердеющего цементов;

$\alpha = 1$ – для быстротвердеющих высокопрочных цементов.

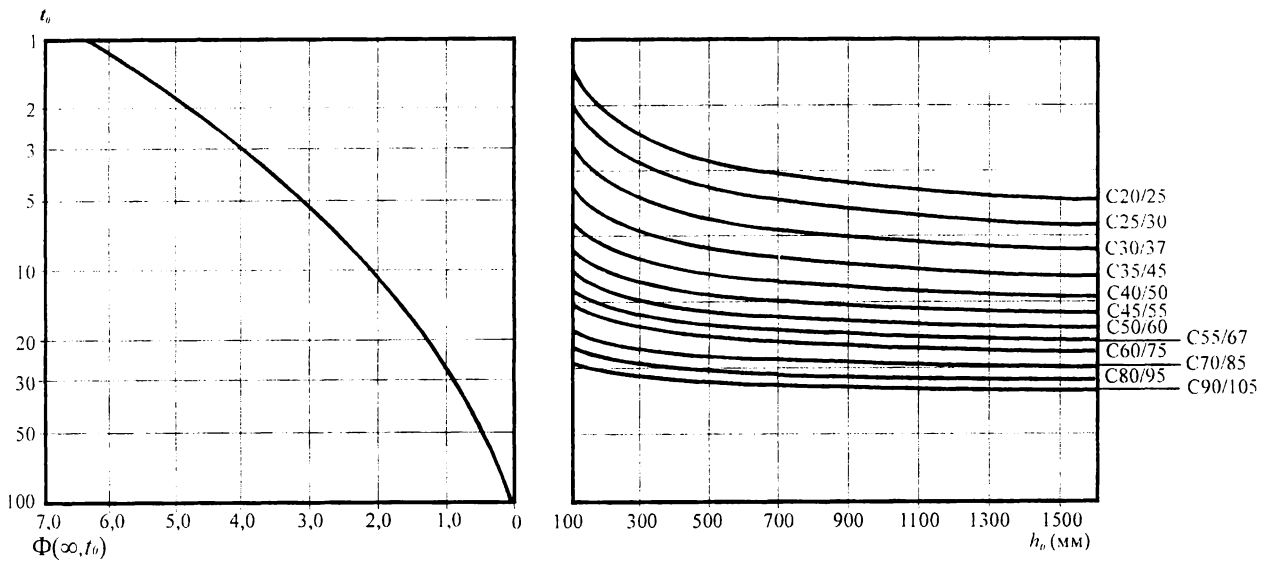
Влияние изменения температуры (в интервале от 0° до 80°C) на величину деформаций ползучести учитывают путем модификации времени $t_{0,T}$ по формуле:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \Delta t_i, \quad (4.31)$$

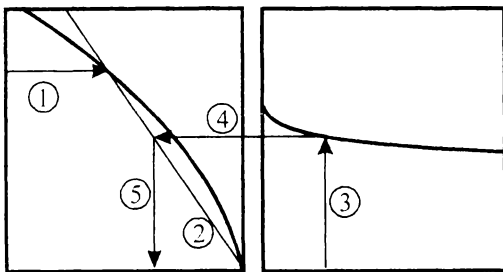
где $T(\Delta t_i)$ – средняя температура (в $^\circ\text{C}$), действующая на временном интервале Δt_i ;

Δt_i – временной интервал (сут.), для которого считают постоянным значение температуры $T(\Delta t_i)$.

Если не требуется высокая точность вычислений, то в расчетах можно использовать предельное значение коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ при $t \rightarrow \infty$. Предельные значения коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ допускается определять по графикам, показанным на рис. 4.16. Значения коэффициентов ползучести $\Phi(\infty, t_0)$, определенные из графиков рис. 4.16 относятся к уровню напряжений $\sigma_c < 0,45f_{ck}$, что характеризует т.н. линейную ползучесть. Если сжимающие напряжения в мо-

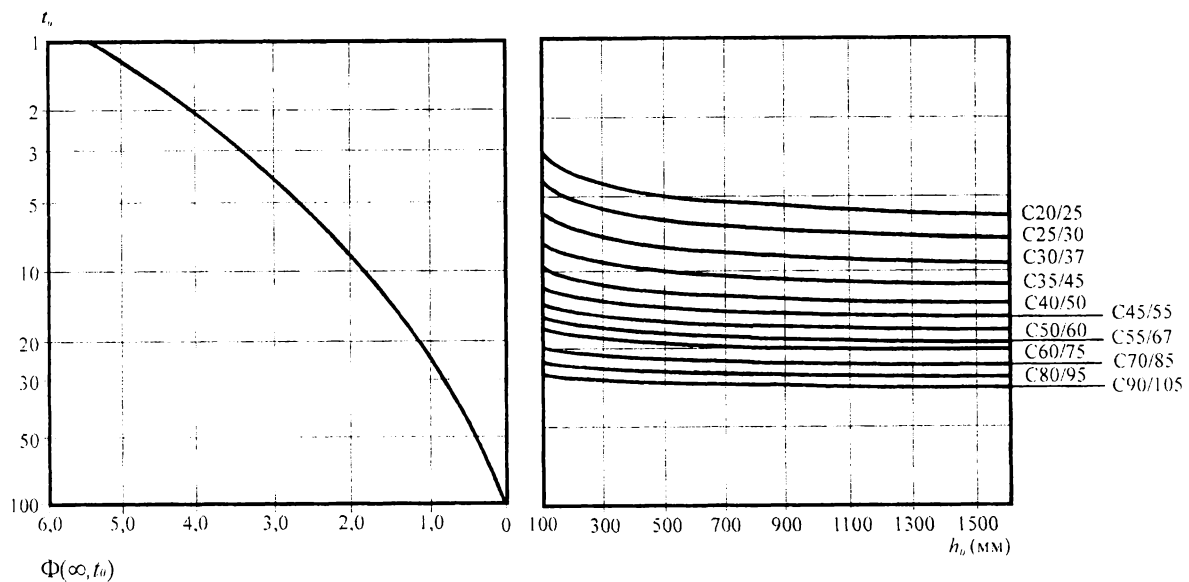


a) $RH = 50\%$



Примечания:

- 1) для $t_0 > 1$ принимать значения $\Phi(\infty, t_0) = 100$;
- 2) $h_0 = 2A_0/u$, где A_0 и u соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента.



б) $RH = 80\%$

Рис. 4.16.

Графики для определения значения коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ (возраст 70 лет)

мент времени t_0 превышают $0,45f_{ck}$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ с учетом нелинейной ползучести по формуле:

$$\Phi_k(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (4.32)$$

где $\Phi_k(\infty, t_0)$ – предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента линейной ползучести;

k_σ – коэффициент, зависящий от уровня нагружения бетона σ_c/f_{ck} (σ_c – сжимающие напряжения в бетоне в момент времени t_0).

Предельные значения коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$, принятые по графическим зависимостям (рис. 4.16), применимы при расчетах конструкций для сезонных колебаний температуры от минус 20°C до плюс 40°C и влажности от $RH = 20\%$ до $RH = 100\%$. Кроме того, предельные значения коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ могут быть использованы при расчете конструкций, выполненных из бетонов классов по прочности на сжатие не более $C^{50}/60$ из смесей, имеющих согласно [4] марку по удобоукладываемости П2 и П3. Для бетонных смесей, имеющих другую подвижность значения коэффициента $\Phi(\infty, t_0)$ следует умножать на поправочные коэффициенты:

- при малоподвижных жестких смесях П1, Ж1–Ж4, СЖ1–СЖ3 – 0,70;
- при подвижных смесях П4, П5 – 1,20.

Для бетонов, имеющих прочность при сжатии, характеризуемую классом более $C^{50}/60$, значения коэффициента $\Phi(\infty, t_0)$ следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2. При этом для бетонных смесей, приготовленных с использованием суперпластификаторов, марку по удобоукладываемости контролируют на базовых смесях до введения суперпластификатора.

Для легких бетонов ($\rho \geq 1000 \text{ кг/м}^3$) предельные значения коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ допускается определять по графикам, показанным на рис. 4.16 с последующим умножением на поправочные коэффициенты:

- для классов не более $LC^{16}/20$ – $\eta_2 = 1,3$;
- для классов не менее $LC^{20}/25$ – $\eta_2 = 1,0$.

Кроме того, в зависимости от плотности легкого бетона вводятся дополнительные коэффициенты η_L :

$$\eta_L = (\rho/2400)^2 \text{ при плотности бетона } \rho > 1800 \text{ кг/м}^3;$$

$$\eta_L = 1,3(\rho/2400)^2 \text{ при плотности бетона } 1000 \leq \rho \leq 1500 \text{ кг/м}^3.$$

Тогда предельное значение коэффициента ползучести $\Phi_L(\infty, t_0)$ для легкого бетона составит:

$$\Phi_L(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) \cdot \eta_2 \cdot \eta_L. \quad (4.33)$$

Ползучесть влияет на величину модуля продольных деформаций бетона. В результате развития ползучести модуль упругости бетона уменьшается. Для учета этого явления в расчетах используют т.н. «эффективный» модуль упругости бетона, определяемый по упрощенной формуле:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \varnothing(t, t_0)}, \quad (4.34)$$

где $E_c(t_0)$ – средний модуль упругости бетона в момент нагружения конструкции t_0 , который может быть определен по ф. (4.22) с учетом прочности бетона к моменту приложения нагрузки по формуле:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}, \quad (4.35)$$

здесь

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\}. \quad (4.36)$$

В формулах (4.35) и (4.36):

$f_{cm}(t)$ – средняя прочность бетона в возрасте t , сут.;

f_{cm} – средняя прочность бетона в возрасте 28 сут.;

t – возраст бетона к моменту нагружения t_0 ;

$t_1 = 1$ сутки;

s – коэффициент, учитывающий вид применяемого цемента и равный:

0,20 – для быстротвердеющих цементов;

0,25 – для нормальных цементов;

0,38 – для медленно твердеющих цементов.

Допускается определять значение среднего модуля упругости $E_{cm}(t)$ по формуле:

$$E_{cm}(t_0) = \left(\frac{f_{cm}(t_0)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm}.$$

Если расчеты не требуют высокой точности вычислений, значение эффективного модуля упругости допускается определять по значению коэффициента $\Phi(\infty, t_0)$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \Phi(\infty, t_0)}. \quad (4.37)$$

4.5. Диаграммы деформирования бетона при нелинейных расчетах конструкций

4.5.1. Нормативные и расчетные диаграммы деформирования бетона при сжатии

В общем случае в качестве нормативной диаграммы деформирования бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций принято рассматривать полную идеализированную диаграмму с нисходящей ветвью, для которой значения напряжений в пиковой точке принимают равными нормативному сопротивлению бетона ($f'_c = f_{ck}$) соответствующего класса по прочности при осевом сжатии. Параметрические точки диаграммы деформирования (ε_{c1} , ε_{cu}) определяют либо по расчетным зависимостям как функцию от нормативного сопротивления, либо прини-

мают по табл. 4.3, содержащейся в нормах [1, 6], в зависимости от класса бетона по прочности.

Переход от нормативной к расчетной диаграмме деформирования, используемой в расчетах прочности сечений, производят путем замены нормативных сопротивлений расчетными, определяемыми по формуле:

$$\alpha f_{cd} = \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (4.38)$$

где α – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и принимаемый равным:

- для тяжелого и мелкозернистого бетонов классов по прочности при сжатии не более $C^{50}/_{605}$, в том числе и напрягающего – 0,85;
- для высокопрочных бетонов классов по прочности при сжатии $C^{70}/_{85}$ и выше – 0,80;
- для легкого бетона – 0,75.

Последняя версия единых европейских норм [6] предлагает принимать для бетонов, имеющих $f_{ck} \leq 50$ МПа, значение $\alpha = 1$, а при $50 < f_{ck} \leq 90$ МПа рассчитывать по формуле:

$$\alpha = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}. \quad (4.39)$$

Для высокопрочных бетонов (классов $C^{70}/_{85}$ и выше) расчетное сопротивление f_{cd} следует умножать на дополнительный поправочный коэффициент λ , учитывающий хрупкий характер разрушения и определяемый по формуле:

$$\lambda = \frac{0,78}{\beta}, \quad (4.40)$$

где значения коэффициента β следует принимать по табл. 4.9.

При расчете конструкций в переходных (временных) расчетных ситуациях нормы [1] допускают принимать $\alpha = 1$.

Таблица 4.9.

Значения коэффициента β

Класс бетона	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
β	0,82	0,84	0,86

Значения параметрических точек расчетной диаграммы (ϵ_{cl} , ϵ_{cu}) принимают по табл. 4.3 без корректировки.

Безусловно, что такой подход содержит определенные допущения и является идеализацией реальной диаграммы деформирования.

Нормы [1, 6] рекомендуют использовать полную идеализированную диаграмму деформирования с нисходящей ветвью (см. рис. 4.12, 4.17а) при выполнении нелинейных расчетов конструкций, например, при учете геометрической нелинейно-

сти (эффектов второго рода). Этот вид расчетов будет рассмотрен в главе 6. В этом случае в описании диаграммы деформирования используют среднюю прочность бетона f_{cm} и средний модуль упругости E_{cm} . Для бетонов классов по прочности при сжатии до C⁵⁰/60 включительно значение относительной деформации ϵ_{c1} принимают по табл. 4.3.

В этой связи отдельного комментария требует применение нелинейных численных расчетов конструкций в методе предельных состояний.

При нелинейных расчетах конструкций нет разделения между этапом определения внутренних усилий от расчетных нагрузок и этапом расчета сечения при расчетных характеристиках материалов. Для сложных, статически неопределимых конструкций, разделяемых в процессе дискретизации на большое число отдельных элементов любая попытка изменения или корректировки расчетных характеристик диаграммы деформирования материалов для сечения или даже фрагмента конструкции перед расчетом прочности (несущей способности) не имеет смысла. При выполнении расчетов невозможно предвидеть заранее, какая модификация свойств материала, и в каком элементе (сечении) даст наиболее неблагоприятную конфигурацию. Поэтому при применении нелинейных методов расчетов является обоснованным использование средних (т.е. действительных, не имеющих вероятностного характера) прочностных и деформативных характеристик материалов. Итерационным расчетом при монотонно возрастающей нагрузке (или деформации) определяют несущую способность (прочность) конструкции при средних значениях прочностных и деформационных характеристиках материалов. По окончании расчетов эта несущая способность (прочность) может быть уменьшена (снижена) при использовании частного коэффициента безопасности, учитывающего неблагоприятные отклонения в характеристиках материалов. Одновременно, к определенной таким образом прочности (несущей способности) можно непосредственно применить коэффициент безопасности, связанный со стохастическим характером внешних нагрузок.

Очевидно, использование двух отдельных коэффициентов, относящихся к одной и той же величине, на том же этапе расчета, не имеет смысла. Одним из возможных путей решения задачи может быть линеаризационная процедура, когда к полученным результатам применяют **глобальный коэффициент безопасности**. В этом случае расчетное условие метода предельных состояний записывают в виде:

$$S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{sR}} (f_{cm}, f_{yR}, f_{PR}), \quad (4.41)$$

где γ_{sR} – глобальный коэффициент безопасности, принимаемый равным например согласно [1] равным 1,3;

$f_{yR} = 1,1 f_{yk}$ – для ненапрягаемой арматуры;

$f_{PR} = 1,0 f_{pk}$ – для напрягаемой арматуры.

Аналогичный подход может быть принят при проверке конструкций при аттестационных испытаниях, либо при обработке результатов опытов, но в этом случае $\gamma_{sR} = 1,0$.

При расчете прочности сечений при действии продольных сил и изгибающих моментов, действующих в плоскости симметрии сечения, полные расчетные диаграммы деформирования используют крайне редко. Это обусловлено двумя обстоя-

тельствами: а) существенным усложнением математических вычислений в процессе расчета; б) незначительным увеличением точности конечного результата. Поэтому при расчетах прочности сечений, особенно имеющих простую геометрическую форму, при усилиях, действующих в плоскости симметрии, используют упрощенные расчетные диаграммы деформирования для бетона:

- линейно-параболическую с горизонтальным участком (рис. 4.17б);
- билинейную, состоящую из двух линейных участков (рис. 4.17в);
- прямоугольный блок (жесткопластическая модель для бетона).

При использовании линейно-параболической диаграммы (рис. 4.17б) взаимосвязь между напряжениями и деформациям описывается следующей зависимостью:

$$\sigma_c = \alpha f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{при } 0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c2}| \quad (4.42a)$$

и

$$\sigma_c = \alpha f_{cd} \quad \text{при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c2u}|. \quad (4.42б)$$

В формулах (4.42а) и (4.42б):

ε_{c2} – относительные деформации бетона, соответствующие расчетным сопротивлениям (табл. 4.3);

ε_{c2u} – расчетные предельные относительные деформации бетона (табл. 4.3);

n – показатель степени (табл. 4.3).

Численные значения показателей степени n в табл. 4.3 для бетонов классов по прочности более $C^{50}/60$ рассчитаны согласно [1, 6] по формуле:

$$n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4. \quad (4.43)$$

Как видно из данных, представленных в табл. 4.3, для высокопрочных бетонов показатель степени n убывает с возрастанием класса бетона по прочности при сжатии от 2,0 до 1,6. Тем самым для высокопрочных бетонов учитывается увеличение участка упругого деформирования.

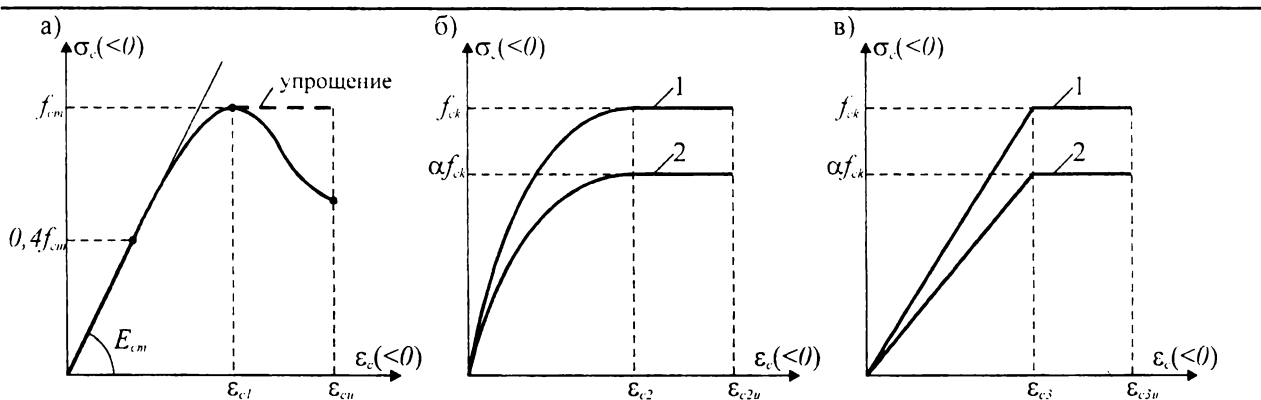


Рис. 4.17.

Идеализированные диаграммы деформирования бетона

а) полная идеализированная диаграмма для расчета конструкций;

б) упрощенная линейно-параболическая диаграмма для расчета сечений;

в) упрощенная билинейная диаграмма для расчета сечений;

1 – нормативная; 2 – расчетная.

При расчете конструкций из легких бетонов ($\rho \geq 1000 \text{ кг/м}^3$) значения относительных деформаций в параметрических точках диаграмм деформирования (рис. 4.17) принимают по табл. 4.3. При этом коэффициент α , учитываемый при определении расчетных сопротивлений для легких бетонов следует принимать:

$\alpha = 0,75$ – для линейно-параболической диаграммы деформирования (рис. 4.17б);

$\alpha = 0,80$ – для билинейной диаграммы деформирования (рис. 4.17в).

4.5.2. Диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении

Несмотря на обширные исследования, диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении не включены ни в один нормативный документ по расчету железобетонных конструкций. Это обусловлено, в первую очередь, тем обстоятельством, что все расчетные методы основаны на допущении о том, что сопротивление бетона, располагаемого в растянутой зоне сечения, не учитывается в расчетных уравнениях. Некоторые расчетные модели используют единую кривую для описания зависимости между напряжениями и деформациями бетона, как при сжатии, так и при растяжении.

Несмотря на то, что вид кривой, описывающей диаграмму деформирования бетона при растяжении (см. рис. 4.18), напоминает диаграмму деформирования бетона при сжатии, однако существенные различия наблюдаются как в описании нисходящей ветви, так и в зависимостях, по которым рассчитывают значения относительных деформаций в параметрических точках.

Как следует из результатов исследований, описанных в монографии [34], для описания диаграммы деформирования при осевом растяжении может быть предложена следующая зависимость, хорошо согласующаяся с опытными данными в широком диапазоне прочностей бетона:

– на восходящей ветви при $\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \leq 1,0$:

$$\frac{\sigma_{ct}}{f'_{ct}} = 1,2 \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right) - 0,2 \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)^6; \quad (4.43a)$$

– на нисходящей ветви при $\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} > 1,0$:

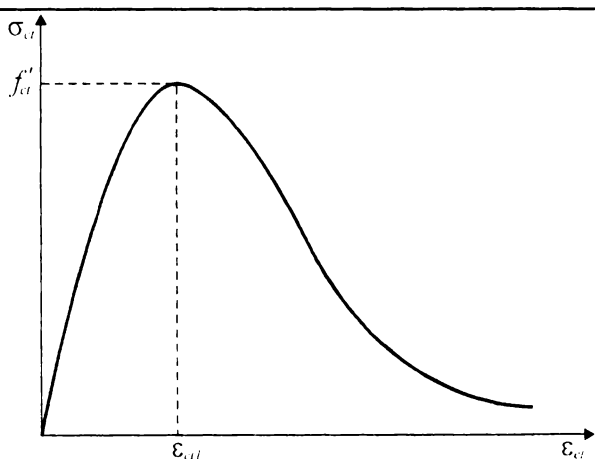


Рис. 4.18.

Диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении

$$\frac{\sigma_{ct}}{f'_{ct}} = \frac{\left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)}{\alpha_{ct} \left[\left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right) - 1 \right]^\beta + \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)}, \quad (4.43б)$$

при $\beta = 1,7$.

В формулах (4.43а) и (4.43б):

ε_{ct1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования (рис. 4.18), рассчитываемая по формуле:

$$\varepsilon_{ct1} = (44 f'_c) \cdot 10^{-6}; \quad (4.44)$$

α_{ct} – корректирующий коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона при растяжении, определяют по формуле:

$$\alpha_{ct} = 0,312(f'_c)^2; \quad (4.45)$$

f'_{ct} – кратковременная прочность бетона при растяжении, принимаемая равной $f_{ctk,005}$ по табл. 4.3.

4.5.3. Трансформированные диаграммы деформирования бетона для расчета элементов с диагональными трещинами (плоское напряженное состояние «сжатие–растяжение»)

В общем методе расчета железобетонных конструкций на срез, принятом в нормах [1, 6], одновременно с условиями равновесия и совместности деформаций применяют зависимости, связывающие напряжения и деформации для бетона, пронизанного диагональными трещинами. Учитывается, что в зоне совместного действия изгибающих моментов, продольных и перерезывающих сил стенка железобетонного элемента находится в условиях плоского напряженно-деформированного состояния («сжатие–растяжение»). При этом после образования диагональных трещин, главные растягивающие деформации (действующие «поперек» трещин) способствуют снижению прочности на сжатие бетона, заключенного между трещинами. Этот эффект, наблюдающийся в бетоне сжатой диагональной полосы, назван в международной практике эффектом разупрочнения бетона (англ. *softening effect*). Подробно методика получения диаграмм деформирования бетона в условиях плоского напряженного состояния представлена в монографии [32].

В соответствии с требованиями норм [17] аналитическое описание трансформированной диаграммы деформирования сжатого бетона (рис. 4.19), заключенного между диагональными трещинами, имеет вид:

$$\sigma_{c2} = f_{2,max} \left[\left(\frac{\varepsilon_2}{\beta \varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\beta \varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], \quad (4.46)$$

где ε_{c2} – главные сжимающие деформации в полосе между диагональными трещинами;

β – коэффициент разупрочнения бетона в плоском напряженном состоянии «растяжение–сжатие», определяемый по ф. (4.47);

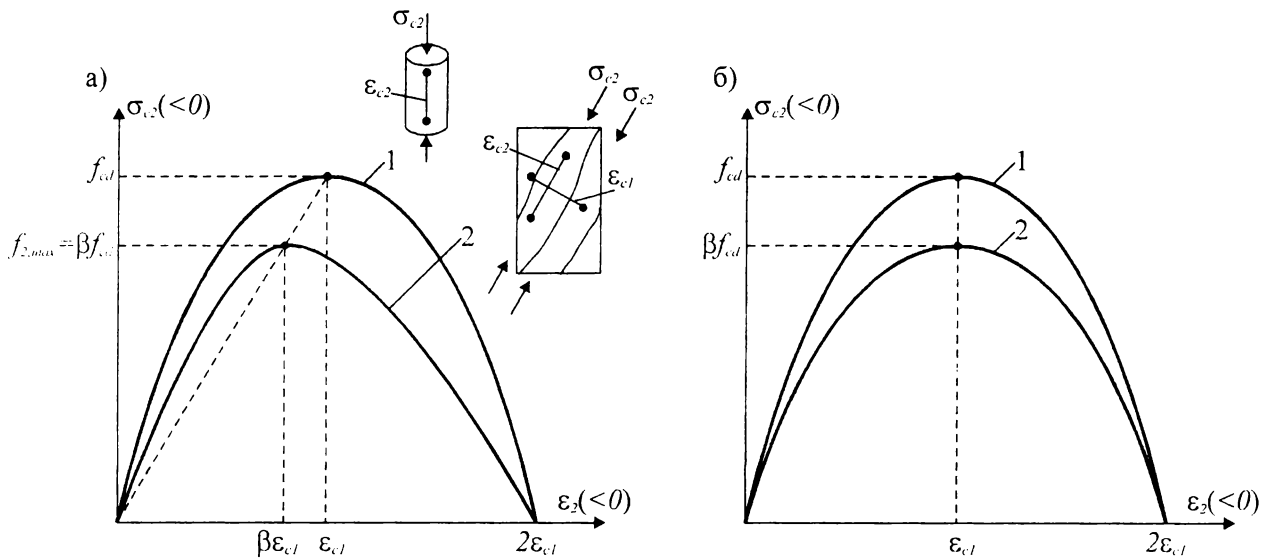


Рис. 4.19.

Трансформированные диаграммы деформирования, связывающие главные сжимающие напряжения и деформации для элемента с диагональными трещинами

1 – базовая диаграмма при осевом сжатии;

2 – трансформированная диаграмма для плоского напряженно-деформированного состояния.

$f_{2,max}$ – максимальные напряжения в пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования, принимаемые равными βf_{cd} .

Значение коэффициента разупрочнения бетона β в общем случае допускается определять в зависимости от величины главных растягивающих относительных деформаций по формуле:

$$\beta = \frac{1}{0,8 - 0,34 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{c1}}}, (\epsilon_{c1} < 0), \quad (4.47)$$

где ϵ_1 – средние значения главных растягивающих относительных деформаций в направлении «поперек» сжатой полосы между трещинами.

Нормы [17] допускают также применять упрощенную трансформированную диаграмму деформирования (рис. 4.19б), в которой корректировке подвергают только максимальные напряжения в пиковой точке:

$$\sigma_{c2} = f_{2,max} \left[\left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right]. \quad (4.48)$$

При этом при описании параметрических точек упрощенной трансформированной диаграммы деформирования коэффициент разупрочнения β допускается определять при $\epsilon_{c1} = -2 \text{‰}$ по формуле:

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 170\epsilon_1}. \quad (4.49)$$

При расчете по методу предельных усилий (например, модель ферменной аналогии) максимальные напряжения, воспринимаемые сжатым бетоном в условиях

плоского напряженно-деформированного состояния (с учетом эффекта разупрочнения) могут быть определены по эмпирической формуле:

$$\sigma_{Rd,max} = \nu f_{cd}, \quad (4.50)$$

где ν – коэффициент разупрочнения, аналогичный по своей сути коэффициенту β , принимаемый равным:

– для тяжелых и мелкозернистых бетонов $\nu = 0,6[1 - f_{ck}/250]$;

– для легких бетонов ($\rho \geq 1500$ кг/м³) $\nu = 0,5\eta_1[1 - f_{ck}/250]$ при

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \left(\frac{\rho}{2200} \right).$$

Зависимость, связывающую средние значения главных растягивающих напряжений σ_1 и средние значения главных растягивающих относительных деформаций ε_1 (рис. 4.20), принимают в виде:

$$\sigma_{c1} = \varepsilon_1 \cdot E_{cm} \quad \text{при } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}; \quad (4.51)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot f_{ctk}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad \text{при } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}; \quad (4.52)$$

где f_{ctk} – нормативное сопротивление бетона при растяжении;

ε_{cr} – относительные деформации, соответствующие нормативному сопротивлению бетона;

β_1, β_2 – коэффициенты, определяемые в соответствии с указаниями главы 9.

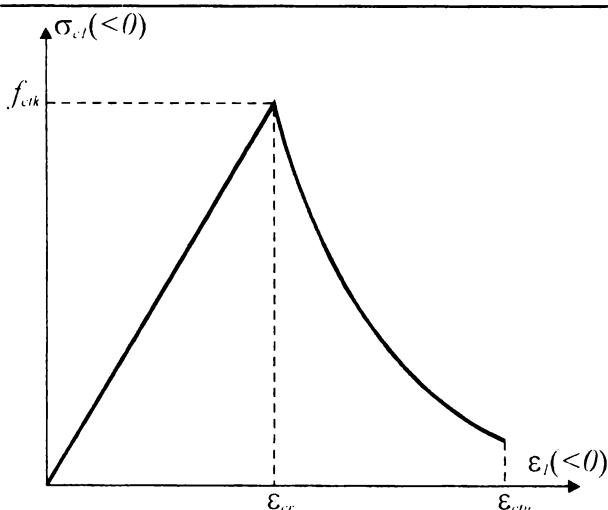


Рис. 4.20.

Диаграмма, связывающая средние главные растягивающие напряжения и относительных деформации в направлении «поперек» трещины

4.6. Бетоны нового поколения

Прогресс в получении новых видов бетонов долгое время отождествляли, главным образом, с их более высокой прочностью на сжатие. Термин «бетон высокой прочности» (или «высокопрочный бетон») ранее использовался по отношению к бетонам классов В30..В50, соответствующих в современных нормах [1, 6, 11, 14, 19] классам $C^{25}/_{30}$.. $C^{40}/_{50}$ и характеризующих бетоны т.н. нормальной прочности. В настоящее время практически во всех европейских нормах прочность бетона на сжатие по-прежнему остается основной классификационной характеристикой. Вместе с тем, американские нормы (ACI-319) отказались от назначения параметрического ряда классов бетона по прочности на сжатие. При этом все больше внимания помимо прочности уделяется и другим важным конструктивно-технологическим характеристикам свойств бетонов (показателям долговечности, удобоукладываемости, плотности и т.д.).

Выражением нового взгляда на свойства бетонов является изменение терминологии (англ. *High-Strength Concrete – HSC*) повсеместно в технической литературе начали применять термин «высококачественный бетон (англ. *High-Performance Concrete – HPC*), хотя достаточно часто используют комбинированное сокращение *HSC/HPC**. Дискуссия о правомерности применения одного либо другого термина, как и критерии, которым должны отвечать эти бетоны, продолжается специалистами до настоящего времени.

В соответствии с требованиями европейских норм [1, 6, 11, 14, 19] к высокопрочным бетонам относят бетоны, имеющие прочность на сжатие более $f_{c,cube}^G = 60$ МПа ($f_{ck} = 50$ МПа), приготовленные по традиционным технологиям на портландцементном вяжущем и качественных рядовых заполнителях.

Американские нормы [12] устанавливают нижний предел, соответствующий понятию высококачественных бетонов при $f_{ck} = 55$ МПа.

В Японских нормах [18] установлено три группы бетонов, исходя из значения их нормативного сопротивления f_{ck} : обычные конструкционные бетоны (18..36 МПа), высокопрочные бетоны «1» (36..60 МПа), высокопрочные бетоны «2» (более 60 МПа). Канадские нормы [17] используют другую классификацию, согласно которой установлено пять классов высококачественных бетонов в зависимости от средней прочности на сжатие f_{cm} (см. табл. 4.10).

Таблица 4.10.

Классы высококачественных бетонов в зависимости от их средней прочности на сжатие согласно [17]

Средняя прочность f_{cm} , МПа	50	75	100	125	150
Класс	I	II	III	IV	V

* В современной зарубежной научно-технической литературе зачастую применяют термин «бетон высокой функциональности»

В последнее время высококачественные бетоны подвергли дальнейшему разделению на группы, среди которых выделяют т.н. *очень высококачественный бетон* (англ. *Very High-Performance Concrete – VHPC*) и ультравысококачественный бетон (англ. *Ultra High-Performance Concrete – UHPC*). Это материалы, получаемые, главным образом, в специальных условиях и применяемые на практике пока в небольших объемах.

Очень высококачественный бетон – это бетон, получаемый в условиях строительства из составляющих исключительно высокого качества, но по традиционным технологиям с использованием портландцементного вяжущего. Различные источники приводят разные граничные значения прочности таких бетонов на сжатие, однако в большинстве случаев к ним относят бетоны классов от C100 до C150.

Несмотря на достигнутую высокую прочность, высококачественный бетон по-прежнему остается искусственным камнем, показывающим относительно низкую прочность при растяжении. Кроме того, высококачественным бетонам свойственно хрупкое разрушение (практически полное отсутствие нисходящей ветви на диаграмме деформирования), что требует применения более высоких значений коэффициентов безопасности по материалу при расчетах железобетонных конструкций. Высококачественные бетоны имеют повышенные значения деформаций усадки (главным образом аутогенной) и ползучести.

Таким образом, основные направления работы по совершенствованию высококачественных бетонов связаны с повышением их прочности на растяжение и деформативности, т.е. исключения или снижения влияния факторов, приводящих к хрупкому разрушению структуры.

Ультравысококачественный бетон относится к последнему поколению материалов на основе портландцемента. Термин *«ультравысококачественный бетон»* был впервые использован американскими и французскими исследователями. Составы таких бетонов существенно отличаются от традиционных и, как правило, данный материал невозможно получить без применения дисперсного армирования структуры. Условно принято, что UHPC – это бетоны, показывающие прочность при сжатии более 150 МПа. Очевидно, что эта группа бетонов в дальнейшем подвергнется еще более детальной классификации по мере развития их технологий, т.к. в различных вариантах производства существенно отличаются как составы, так и способы их получения.

Сейчас в публикациях, посвященных UHPC, выделяют три группы таких материалов:

1. Бетоны, получаемые с использованием реакционно-способных порошкообразных добавок высокой дисперсности (согласно термина, введенного специалистами французского концерна *Bouygues – «Béton de Poudres Réactive»*). В базовом варианте без применения дисперсного армирования такие бетоны способны показывать прочность при сжатии до 300 МПа, тогда как при использовании дисперсного микроармирования стальными волокнами и применении автоклавной обработки – до 810 МПа.
2. Уплотненный армоцементный композит (*CRC – Compact Reinforced Composite*), известный под коммерческим названием *COMPRESIT*, получен скандинавскими исследователями (фирма *Alborg Portland*, Дания). Сущность получения этого материала заключена в применении большого содержания стальных микроволокон

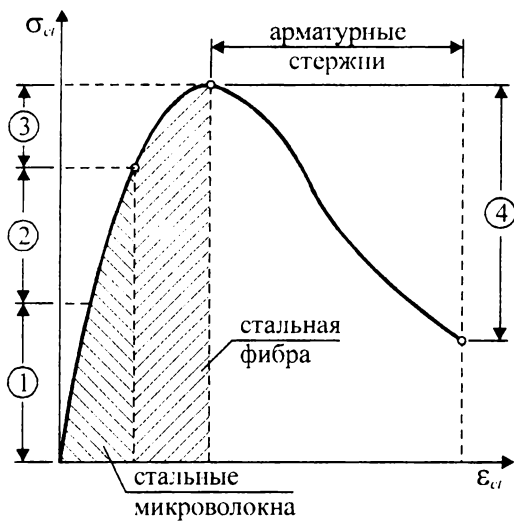


Рис. 4.21.

Иллюстрация влияния различных видов армирования на сопротивление растяжению бетона [35]

(от 5 до 15 % объема структуры), мелкозернистых высококачественных заполнителей, дополнительных технологических операций.

3. Композит *SIFCON* – соединение концепции армоцемента и микродисперсного армирования (англ. *Slurry Infiltrated Fibred Concrete*). В разработанном решении основа, представляющая собой каркас из арматурных стальных сеток, заполняется стальными микроволоконками, а затем под давлением нагнетается мелкозернистый бетон. Вариантом этой концепции является композит *SIMCON* (англ. *Slurry Infiltrate Mat Concrete*), в котором вместо сеток используют маты из стальных микроволокон, произвольно ориентированных в пространстве.

Несколько более подробно остановимся на влиянии микроармирования структуры на прочность бетонов при растяжении и его деформативность (повышение пластических свойств). Рассмотрим схематическую диаграмму деформирования для бетона при растяжении (см. рис. 4.21) и кратко охарактеризуем вклад различных видов армирования в сопротивление бетона при данном напряженно-деформированном состоянии.

Традиционное армирование стальными стержнями, имеющими относительно большой диаметр и расположенных на значительных расстояниях (по отношению к масштабу микротрещинообразования структуры), практически не влияет на появление и развитие микротрещин в структуре и, поэтому, не повышает прочности при растяжении. Однако наличие арматуры полезно в фазе 4 (рис. 4.21), когда необходимо ограничить развитие и ширину раскрытия трещин.

Традиционное армирование стальной фиброй, содержащейся в количестве до 1 % от объема структуры бетона и имеющей диаметр около 1 мм, длину 20..30 мм, усиливает материалы главным образом в фазе 3, препятствуя развитию микротрещин и их переходу в глобальные трещины. Стальные микроволоконки, имеющие диаметр 15 мкм, длину до 6 мм (при содержании в структуре от 5 до 15 % ее объема), случайным образом ориентированные в пространстве, располагаются на малых расстояниях и усиливают структуру бетона практически от самого начала нагружения, эффективно сопротивляясь развитию микротрещин в фазе 2.

Все перечисленные бетоны нового поколения имеют общие отличительные признаки, к которым можно зачислить:

- низкое водовяжущее отношение, т.е. отношение количества воды затворения к сумме цемента и активной микродобавке;
- большое содержание микрокремнезема (silica fume) или других высокодисперсных активных микродобавок;
- ограничение крупности заполнителя; как правило используются мелкозернистые бетоны, где в качестве заполнителя применяют высококачественные пески;
- большое содержание высококачественных пластифицирующих добавок.

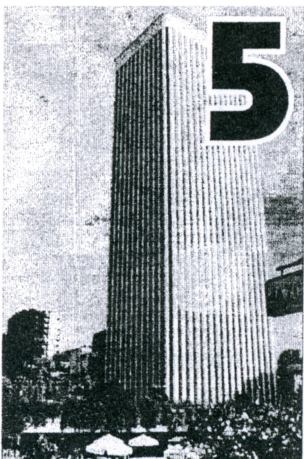
Сравнение основных свойств традиционных и высококачественных бетонов представлено в табл. 4.11.

Таблица 4.11.

Сравнение некоторых свойств традиционных бетонов и бетонов нового поколения [35]

	Обычный бетон	Высококачественный бетон (НРС)	Ультравысококачественный бетон (УНРС)
Прочность на сжатие (МПа)	< 50	≈ 100	≈ 200
Модуль упругости (ГПа) в зависимости от вида заполнителей	25..35	40..50	50..80
Водовяжущее отношение	≥ 0,40	≈ 0,30	< 0,20
Химическая добавка	Необязательна	Пластификатор или суперпластификатор	Суперпластификатор высокого качества
Высокодисперсная минеральная добавка	Необязательна	Микрокремнезем (silica fume), зола-унос	Микрокремнезем, микрозаполнители
Дисперсное армирование	Полезно, но необязательно	Полезно	Необходимо
Уход	Традиционный	Традиционный	Тепловая обработка при повышенном давлении
Коэффициент истираемости	4,0	2,8	1,3
Глубина карбонизации (мм)	10	2	0
Диффузия хлор-ионов [$\times 10^{-12}$ м ² /с]	1,1	0,6	0,02

Кроме перечисленных выше в настоящее время интенсивно развиваются технологии получения т.н. самоуплотняющихся высокопрочных бетонов (англ. Self-Compacting HSC), основным классификационным признаком которых является исходная подвижность бетонной смеси, а не показатель прочности. Такие бетоны характеризуются стандартным распылом не менее 500..700 мм, что позволяет укладывать их в конструкции сложной формы, насыщенные арматурой, без вибрационного уплотнения. При относительно малом содержании заполнителя и большом содержании цемента (до 600 кг/м³) эффект подвижности достигается при применении очень качественных пластификаторов в комплексе с другими добавками, уменьшающими сегрегацию бетонной смеси, тепловыделение при гидратации портландцемента.



АРМАТУРА ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Требования, предъявляемые к арматуре

Под арматурой* традиционно понимают гибкие стальные стержни, размещаемые в массе бетона таким образом, чтобы они эффективно воспринимали растягивающие усилия, вызванные внешними нагрузками и воздействиями. Кроме того, в некоторых случаях арматура может быть установлена для усиления сжатой зоны бетона в изгибаемых и внецентренно нагруженных элементах, либо в условно центрально сжатых элементах.

Гибкую арматуру в железобетонных конструкциях применяют в виде отдельных стальных стержней, проволоки или выполненных из них разнообразных арматурных изделий (сварные сетки, каркасы, канаты, пучки, пакеты и т.д.).

Необходимое количество рабочей арматуры, размещаемой в конструкции, определяется расчетом характерных сечений на действие усилий, вызванных нагрузками и воздействиями или устанавливается по конструктивным требованиям.

К арматуре, применяемой в железобетонных и предварительно напряженных конструкциях, предъявляют следующие требования:

- максимально высокое нормативное сопротивление (физический или условный предел текучести), напрямую характеризующее экономические показатели данного вида стали;
- хорошие упругие свойства (высокие значения характеристики предела упругости и пропорциональности), что важно для снижения потерь предварительного напряжения от релаксации и ползучести стали;
- высокие пластические свойства, характеризующиеся величиной удлинения при разрыве, что гарантирует конструкцию от преждевременного хрупкого разрушения по растянутой арматуре;
- высокая вязкость, характеризуемая наибольшим практически необходимым числом безопасных перегибов, что позволяет избежать снижения прочностных характеристик арматуры в процессе изготовления конструкции;
- способность арматуры к наилучшему сцеплению с бетоном, для чего поверхности арматуры придают соответствующее очертание и поверхность (рис. 5.1).

* От латинского *armatura* – вооружение

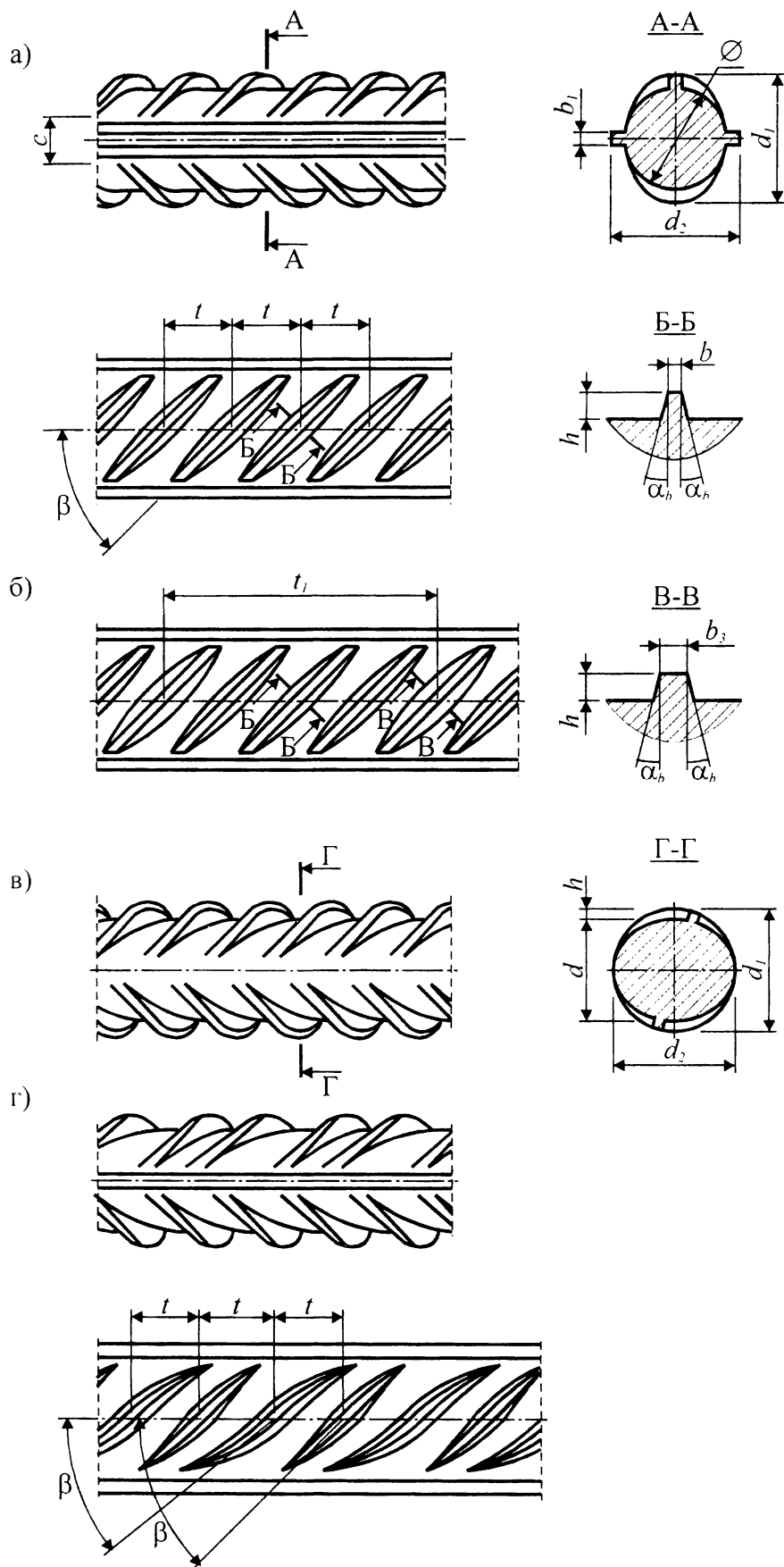


Рис. 5.1.

Основные геометрические размеры периодического профиля арматуры согласно [5]

Таблица 5.1.

Основные геометрические размеры периодического профиля арматуры согласно [5]

Номер профиля	Площадь попереч- ного сечения стержня, см ²	Масса 1 м профиля		<i>d</i>	<i>h</i> , не менее	<i>d</i>		<i>t</i> *	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>c</i> , не более	<i>b</i>
		теор., кг	пред. откл., %			ном.	пред. откл.					
6	0,283	0,222	+8,0	5,8	0,4	7,0	+0,8	5	0,6	1,0	1,9	–
8	0,503	0,395		7,7	0,6	9,3	–1,0	6	0,8	1,25	2,5	4
10	0,785	0,617		9,5	0,8	11,5	+0,9	7	1,0	1,5	3,1	4
12	1,131	0,888	+5,0	11,3	1,0	13,7	–1,6	8	1,2	2,0	3,8	4
14	1,540	1,210		13,3	1,1	15,9	+1,2	9	1,4	2,0	4,4	4
16	2,010	1,580		15,2	1,2	18,0		10	1,6	2,0	5,0	5
18	2,540	2,000		17,1	1,3	20,1	–1,8	11	1,8	2,0	5,6	5
20	3,140	2,470		19,1	1,4	22,3	+1,7	12	2,0	2,0	6,3	5
22	3,800	2,980		21,1	1,5	24,5		14	2,2	2,0	6,9	5
25	4,910	3,850	+4,0	24,1	1,6	27,7	–2,5	15	2,5	2,0	7,9	5
28	6,160	4,830		27,0	1,8	31,0		17	2,8	2,5	8,8	5
32	8,040	6,310		30,7	2,0	35,1	+1,7	18	3,2	3,0	10,0	6
36	10,180	7,790		34,5	2,3	39,5		19	3,6	3,0	11,3	6
40	12,570	8,870	38,4	2,5	43,8	20	4,0	3,0	12,5	6		

*Предельные отклонения размера составляют +15 %

Кроме того, арматурные стали должны обладать:

- свариваемостью, характеризуемой образованием надежных соединений без трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах;
- стойкостью против хладноломкости или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах (ниже минус 30°C);
- пределом выносливости, т.е. прочностью, при которой не наблюдается хрупкого разрушения стали при действии многократно повторяющейся нагрузки (при числе циклов $n = 1 \cdot 10^5$);
- реологическими свойствами, к которым относят ползучесть и релаксацию стали.

Под **ползучестью** арматурной стали понимают, как и для бетона, рост деформаций во времени при постоянном уровне напряжений. Ползучесть стали увеличивается с ростом уровня растягивающих напряжений и температуры.

Под **релаксацией** арматурной стали понимают снижение во времени начального уровня напряжений при постоянной величине деформации. Ползучесть и релаксация связаны со структурными изменениями материала, происходящими под действием напряжений и окружающей среды. В общем случае реологические явления зависят от прочности и химического состава стали, технологии изготовления, температуры, геометрии поверхности, уровня напряжений и условий применения. Явления релаксации и ползучести стали описывают с использованием эмпирических зависимостей, полученных на основании опытов.

5.2. Механические свойства арматурных сталей

Механические свойства (прочностные и деформативные) арматурных сталей устанавливают по диаграммам деформирования «напряжения–деформации», полученным при испытании прямым растяжением опытных образцов, вырезаемых непосредственно из арматурного стержня.

В зависимости от механических свойств арматурные стали традиционно принято разделять на две группы: так называемые «мягкие» стали, имеющие физический предел текучести (рис. 5.2а), и «твердые» стали, не имеющие физического предела текучести (рис. 5.2б).

Для «твердых» сталей, для которых наблюдается постепенный, плавный переход в пластическую стадию и на кривой « σ_s – ε_s » (рис. 5.2б) отсутствует ярко выраженная площадка текучести, вводят понятие условного предела текучести.

Тогда, для «мягких» сталей напряжение f_{yk} , при котором деформации развиваются без заметного прироста нагрузки, называют **физическим пределом текучести**, а напряжение f_t , предшествующее разрыву – носит название **временного сопротивления** арматуры.

Для высокопрочных сталей устанавливают условный предел текучести $\sigma_{0,2} = f_{yk}$ – напряжение, при котором остаточные деформации ε_s составляют 0,2 % (рис. 5.2б).

Для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести, рассматривают следующие деформации, характеризующие основные этапы их работы под нагрузкой (рис. 5.2а):

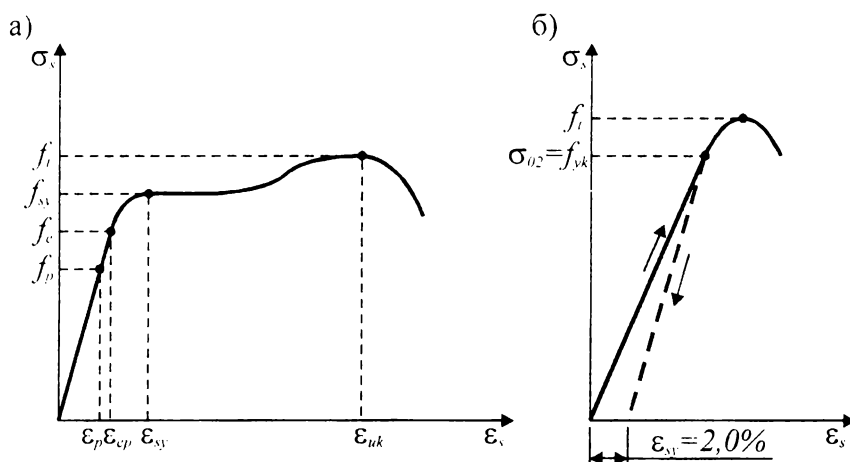


Рис. 5.2.

Схематические зависимости « σ_s – ϵ_s » для арматуры с физическим (а) и условным (б) пределом текучести

- а) упругие деформации ϵ_p , соответствующие напряжению f_p , определяемому как предел пропорциональности;
- б) упруго-пластические деформации ϵ_{ep} , соответствующие напряжению f_e , определяемому как предел упругости;
- в) пластические деформации ϵ_{sy} , соответствующие пределу текучести f_{sy} ;
- г) деформации ϵ_{su} , соответствующие временному сопротивлению арматуры f_t .

Для высокопрочных сталей установлен условный предел пропорциональности $\sigma_{0,02} = f_p$, соответствующий напряжению, при котором остаточное удлинение составляет 0,02 %, а также предел упругости, принимаемый равным $f_e = 0,8f_{yk}$.

5.3. Классы арматуры, соответствующие им нормативные и расчетные сопротивления

5.3.1. Арматура для конструкций без предварительного напряжения

В соответствии с требованиями норм [1] в качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять гладкую стержневую арматуру класса S240 и арматуру периодического профиля S500. Основные размеры периодического профиля арматуры приведены на рис. 5.1.

По способу производства ненапрягаемая арматура может быть горячекатанной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами и технологическими условиями [5]. В отличие от СНиП 2.03.01–84* [2] в нормах [1] изменено как обозначение классов, так и их количество. Уменьшение классов ненапрягаемой арматуры до двух соответствует общей тенденции, имеющей место в странах Европы и Америки (см. табл. 5.2).

Принятое условное обозначение класса арматуры является в достаточной степени информативным, так как после буквенного обозначения (S) содержит величину **нормативного сопротивления арматуры**, выраженную в МПа.

Для арматурных сталей, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие прочностные характеристики:

Таблица 5.2.

Требования к механическим свойствам и химическому составу арматуры по стандартам различных стран

Страна	Стандарт	Класс арматуры; диаметр, мм	Механические свойства				Химический состав					
			$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_u , МПа	$\sigma_u/\sigma_{0,2}$	$\delta_{10}(\delta_5)$, %	C, %	Mn, %	Si, %	S, %	P, %	C экв, %
			не менее				не более					
США	ANSI A 706	415/550 8-40	415 (42)	550 (56)	1,32	10 (14)	0,3	1,5	0,5	0,045	0,035	0,55
Велико-британия	BSI 4449	460/425 8-40	425-460 (43-47)	490-530 (50-54)	1,15	12 (14)	0,25	-	-	0,05	0,05	0,51
Япония	JIS G 3112	SD50 6-51	490 (50)	620 (63)	1,27	12 (14)	0,32	1,8	0,55	0,05	0,05	0,6
Финляндия	SFS 1215	A-500H 6-32	500	550	1,1	12	0,22	1,8	0,6	0,06	0,07	0,5
Германия	DIN 488	BST500 6-28	500	550	1,1	10	0,2	-	0,6	0,05	0,06	0,65
Стандарт ЕС	EN 10080	B500H 4-40	500	540	1,08	5	0,22	1,6	0,6	0,05	0,05	0,5
СНГ	ГОСТ 10884-94	Aт500С 6-40	500	600	1,2	14	0,32	0,5-1,5	0,65	0,045	0,045	0,4
	СТО АСЧМ 7-93 ТУ 14-1-5254-94	A500С 6-40	500	600 (550)	1,2 (1,1)	14	0,22 (0,24)	1,6 (1,7)	0,9 (0,95)	0,05 (0,055)	0,05 (0,055)	0,5 (0,52)
РБ	ТУ РБ 04778771-001-93	Aт500С 6-40	500	600		14	0,32	0,5-1,5	0,9	0,045	0,045	0,4

а) мгновенная прочность при растяжении или **временное сопротивление** при разрыве f_t , определяемое непосредственно при испытании образцов, отобранных из партии арматурных стержней и рассчитываемое по формуле:

$$f_t = \frac{F_n}{A_{sn}}, \quad (5.1)$$

где F_n – усилие, регистрируемое при разрыве стержня в испытательной машине;
 A_{sn} – номинальная площадь сечения стержня;

б) **нормативное временное сопротивление** f_{tk} , определяемое по результатам испытания серии образцов (но не менее 15 штук) одного диаметра из одной марки стали с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью не менее 0,95;

в) **нормативное сопротивление арматуры** f_{yk} (f_{02k}) – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести; указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95;

г) **расчетное сопротивление арматуры** f_{yd} , определяемое путем деления нормативных сопротивлений f_{yk} (f_{02k}) на частный коэффициент безопасности по арматуре, принимаемый равным 1,1.

При расчете прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижают по сравнению с расчетным сопротивлением f_{yd} путем умножения на коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2} :

а) $\gamma_{s1} = 0,8$ – для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого расчетного наклонного сечения;

б) $\gamma_{s2} = 0,9$ – для стержневой арматуры диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней в сварных каркасах для учета возможности хрупкого разрушения сварного соединения.

Характеристики ненапрягаемой арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях, представлены в табл. 5.3.

Таблица 5.3.

Характеристики ненапрягаемой арматуры согласно [1]

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	Отношение f_{tk}/f_{yk}	Нормативное сопротивление f_{yk} (f_{02k}), Н/мм ²	Расчетное сопротивление f_{yd} (f_{02d}), Н/мм ²	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ²	
S240	5,5–40	гладкая	1,08	240	218	174,4*	157
S500	3–40	гладкая и периодич. профиля	1,05	500	450	360*	324

* Для случая применения в вязанных каркасах

5.3.2. Арматура для предварительно напряженных конструкций

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций в соответствии с требованиями норм [1] следует применять стержни и канаты классов S800, S1200, S1400. По способу производства арматура может быть горячекатанной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к

механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

Нормативное сопротивление высокопрочной напрягаемой арматуры f_{02k} – это наименьшее контролируемое значение условного предела текучести, равного значению напряжения, соответствующего остаточному относительному удлинению 0,2 %. Указанная характеристика гарантируется заводом-изготовителем с обеспеченностью не менее 0,95.

Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры f_{02d} определяют путем деления нормативного сопротивления f_{02k} на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый равным 1,2.

Характеристики напрягаемой арматуры, применяемой в предварительно напряженных конструкциях, представлены в табл. 5.4.

Таблица 5.4.

Характеристики напрягаемой арматуры согласно [1]

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Отношение f_{yk}/f_{yk}	Нормативное сопротивление $f_{yk}(f_{02k})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление $f_{yd}(f_{02d})$, Н/мм ²
S800	10–32	1,1	800	665
S1200	6–32	1,1	1200	1000
S1400	3–15	1,1	1400	1165

5.4. Деформативные характеристики арматуры

Для ненапрягаемой арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях, зависимость, связывающую напряжения и деформации в общем случае следует принимать при расчете железобетонных конструкций в виде диаграммы « σ_s – ε_s », приведенной на рис. 5.3а. Для арматуры, имеющей физический предел текучести, зависимость « σ_s – ε_s » допускается принимать с горизонтальным участком от относительных деформаций $f_{yk}/\gamma_s E_s$ до $\varepsilon_{s,uk} = 10$ ‰ (рис. 5.3б). Модуль упругости ненапрягаемой арматуры E_s в интервале температур от минус 30°С до плюс 200°С следует принимать равным 200 кН/мм².

Зависимость, связывающая напряжения и деформации, для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует принимать в соответствии с диаграммой, приведенной на рис. 5.3а. Модуль деформаций для горячекатанной, термически упрочненной и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным 200 кН/мм², а для арматурных канатов – 190 кН/мм².

5.5. Совместная работа арматуры с бетоном

Основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в конструкции и позволяющим работать железобетону как единому монолитному телу является надежное сцепление арматуры с бетоном. Снижение сцепления арма-

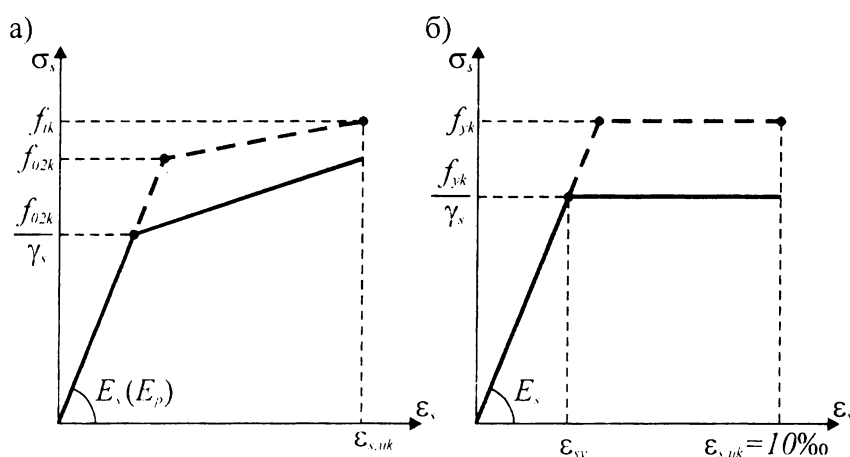


Рис. 5.3.

Расчетные диаграммы для арматуры

туры с бетоном приводит к чрезмерному раскрытию трещин, уменьшению жесткости и прочности конструкции.

Работая совместно с гибкими арматурными стержнями, бетон, кроме того, обеспечивает их защиту от коррозии и от действия высоких температур. Совместная работа бетона и арматуры в железобетонной конструкции становится возможной благодаря выполнению следующих условий:

- бетон и арматура имеют достаточно близкие значения коэффициента температурного расширения (см. главу 1);
- силы сцепления, возникающие по границе контакта между бетоном и арматурой обеспечивают выполнение условия равенства деформаций арматуры и бетона $\epsilon_c = \epsilon_s$ при действии усилий от нагрузок.

Совместная работа арматуры и бетона обусловлена, кроме того, правильным определением необходимого количества арматуры, размещаемой в конструкции. Это означает, что должны соблюдаться требования по размещению арматурных стержней в сечении элемента и выдержан минимальный коэффициент армирования сечения, определяемый отношением площади арматуры (A_s) к площади бетона (A_c):

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq \rho_{min}. \quad (5.2)$$

Если условие (5.2) не выполняется, конструкция не может рассматриваться как железобетонная.

Силы сцепления, приходящиеся на единицу поверхности арматуры, обуславливают напряжения сцепления арматуры с бетоном по длине элемента. Количество сцепления оценивают величиной соответствующих напряжений сдвига.

Можно выделить следующие факторы, влияющие на величину напряжений сцепления арматурной стали и бетона:

- трение арматуры о бетон, появляющееся в результате контракционной усадки бетона (см. главу 4). В результате этого явления по контакту между арматурным стержнем и окружающим его бетоном возникают сжимающие напряжения, повышающие силы сцепления за счет составляющей трения. Как следует из опытных данных, напряжения сцепления за счет трения могут составлять от 0,6 до 1,5 МПа;

- структурные и искусственно созданные неровности (шероховатость) на поверхности арматурного стержня, вызывающие механическое зацепление. В гладких стержнях шероховатость оценивается неровностями на микроскопическом уровне, а в стержнях периодического профиля – целенаправленно созданными для увеличения напряжений сцепления неровностями (выступы, рифления) макро-скопического уровня;
- адгезия (склеивание) или взаимное притяжение между частицами на стыке двух контактирующих материалов;
- химические взаимодействия между сталью и бетоном.

Силы сцепления по контакту двух материалов зависят от целого ряда конструктивно-технологических факторов, в том числе от прочности бетона и технологических параметров бетонной смеси (количества цемента, водоцементного отношения, направления бетонирования, способа уплотнения, условий твердения и т.д.). Важную роль для обеспечения сцепления арматуры с бетоном играет вид и форма поверхности арматурного стержня: наибольшим сцеплением обладают круглые рифленые стержни, в то время как стержни, имеющие квадратную либо прямоугольную форму сечения, характеризуются меньшим сцеплением (в ряде случаев до 40 %). Так, стержни периодического профиля S500 имеют сцепление примерно на 50 % большее, чем гладкие стержни S240.

Существенное влияние на величину сцепления оказывает вид напряженного состояния по контакту арматурного стержня с бетоном. Сжимающие напряжения, вызванные внешними нагрузками и действующие в направлении, перпендикулярном к арматурному стержню, существенно повышают напряжения сцепления. Влияние на сцепление оказывает также направление действия усилия в арматурном стержне (так, усилия, вдавливающие стержень в бетон (продольное сжатие), являются большими, чем усилия, выдергивающие стержень из бетона).

Как показывают экспериментальные исследования, распределение напряжений сцепления по длине стержня не является равномерным. Это положение имеет важное значение при определении длины анкеровки арматурного стержня в конструкции.

Напряжения τ_b , действующие по периметру забетонированного стержня, могут быть определены из уравнения равновесия сил, действующих на участке длиной dx (рис. 5.4) при выдергивании его растягивающим усилием F . Для бесконечно малого участка длиной dx можно записать условие равновесия в виде:

$$\tau_b \cdot u \cdot dx = dF. \quad (5.3)$$

Тогда

$$\tau_b = \frac{1}{u} \frac{dF}{dx}.$$

При известном законе распределения касательных напряжений по длине стержня усилие F можно определить:

$$F = u \int_0^{l_b} \tau_b \cdot dx. \quad (5.4)$$

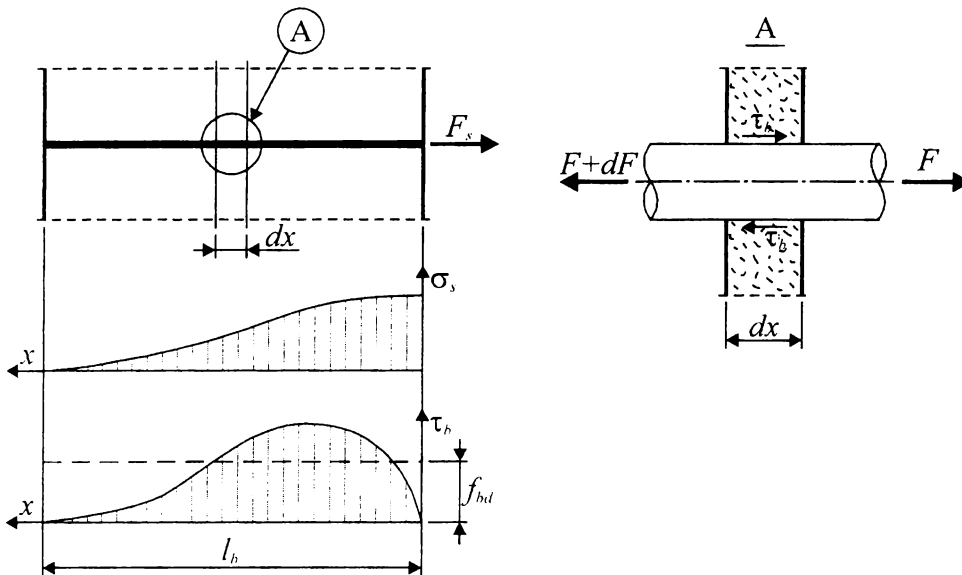


Рис. 5.4.

К определению длины анкеровки l_b арматурного стержня [40]

Распределение касательных напряжений на конечном участке стержня l_b показано на рис. 5.4.

Усилие F вызывает появление растягивающих напряжений σ_s в стержне, имеющем площадь сечения A_s и касательных напряжений сцепления τ_b , действующих по поверхности контакта арматурного стержня с бетоном. Нормальные напряжения σ_s уменьшаются до нуля на некоторой длине l_b , причем их максимальное значение может равняться $\sigma_s = f_{yd}$.

Из граничных условий следует, что на конце и в начале искомого участка l_b напряжения сцепления равны нулю. Усредненное значение этих напряжений определяется как предельное напряжение сцепления f_{bd} (расчетное значение).

Из условий равновесия в предельном состоянии (при $\sigma_s = f_{yd}$ и $\tau = f_{bd}$) получаем:

$$F = A_s \cdot f_{yd} = u \cdot l \cdot f_{bd}. \quad (5.5)$$

Тогда в общем случае при расчете по предельным состояниям первой группы можно определить т.н. базовую длину анкеровки арматурного стержня:

$$l_b = \frac{A_s f_{yd}}{u f_{bd}}. \quad (5.6)$$

Для круглого стержня диаметром \varnothing получаем:

$$A_s = \frac{\pi \varnothing^2}{4} \text{ и } u = \pi \varnothing.$$

Тогда:

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}}. \quad (5.7)$$

Зависимость (5.7) показывает, что длина анкеровки l_b увеличивается с ростом расчетного сопротивления арматуры и диаметра арматурного стержня. Поэтому, для уменьшения длины анкеровки целесообразно использовать стержни меньшего диаметра.

Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} нормы [1, 6] рекомендуют рассчитывать по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} \quad (5.8)$$

- где $A_{s,req}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;
 $A_{s,prov}$ – принятая по сортаменту площадь продольной арматуры;
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, определяемые по табл. 5.5; значение коэффициента α_5 следует принимать:
– для растянутых гладких стержней $\alpha_5 = 1,45$;
– для сжатых гладких стержней $\alpha_5 = 1,0$;
– для растянутых стержней периодического профиля $\alpha_5 = 1,2$;
– для сжатых стержней периодического профиля $\alpha_5 = 1,0$;
 l_b – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (5.7) или табл. 5.7;
 $l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая равной:
– для растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0.6l_b; 15\varnothing; 100\text{мм}\} \quad (5.9)$$

– для сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0.3l_b; 15\varnothing; 100\text{мм}\} \quad (5.10)$$

Произведение ($\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$) в формуле (5.8) следует ограничивать:

- для стержней периодического профиля $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \geq 0,7$;
- для гладких стержней $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 = 1,0$.

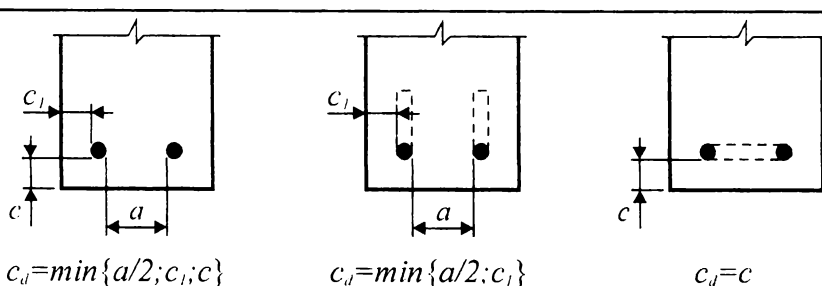


Рис. 5.5.

К определению расчетной толщины защитного слоя

Таблица 5.5.

Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ в формуле (5.8)

Коэф- фициент	Условия анкеровки	Арматурные стержни	
		растянутые	сжатые
α_1	линейные стержни	$\alpha_1 = 1 - 0,15(c_d - \emptyset)/\emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
		отличные от линейных	$\alpha_1 = 1 - 0,15(c_d - 3\emptyset)/\emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$
α_2	независимо от условий	$\alpha_2 = 1 - k\lambda$	$\alpha_2 = 1,0$
α_3		$\alpha_3 = 0,7$	$\alpha_3 = 0,7$
α_4		$\alpha_4 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_4 = 1,0$

Примечания:

1) Значения коэффициента α_3 по табл. 5.5 в общем случае принимают для стержней периодического профиля, имеющих не менее трех поперечных стержней на длине анкеровки. В противном случае $\alpha_3 = 1,0$.

$$2) \lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$$

где $\sum A_{st}$ – суммарная площадь сечения поперечных стержней на расчетной длине анкеровки l_{bd} ;

$\sum A_{st,min}$ – минимальная суммарная площадь сечения поперечных стержней, принимаемая равной:
для балок – $0,25A_s$;
для плит – 0 .

3) p – давление, приложенное перпендикулярно к линии скольжения анкерного стержня и действующее на расчетной длине анкеровки.

4) Расчетную толщину защитного слоя c_d следует принимать по рис. 5.5.

5) Значения коэффициентов k следует принимать по рис. 5.6.

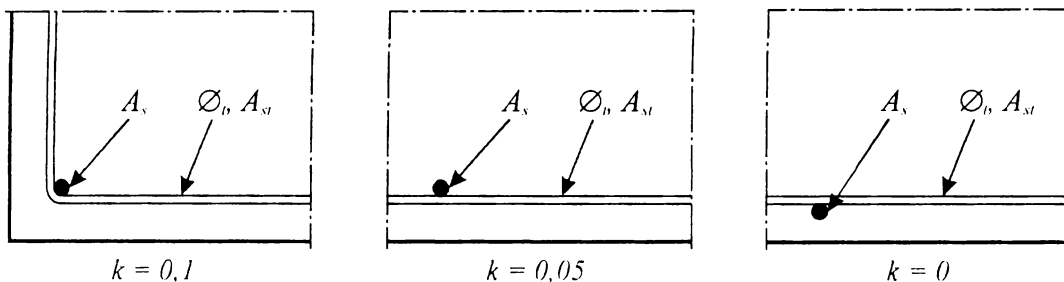


Рис. 5.6.

Значения коэффициентов k для балок и плит

Величину базовой длины анкеровки в общем случае следует определять по формуле (5.7), в которой

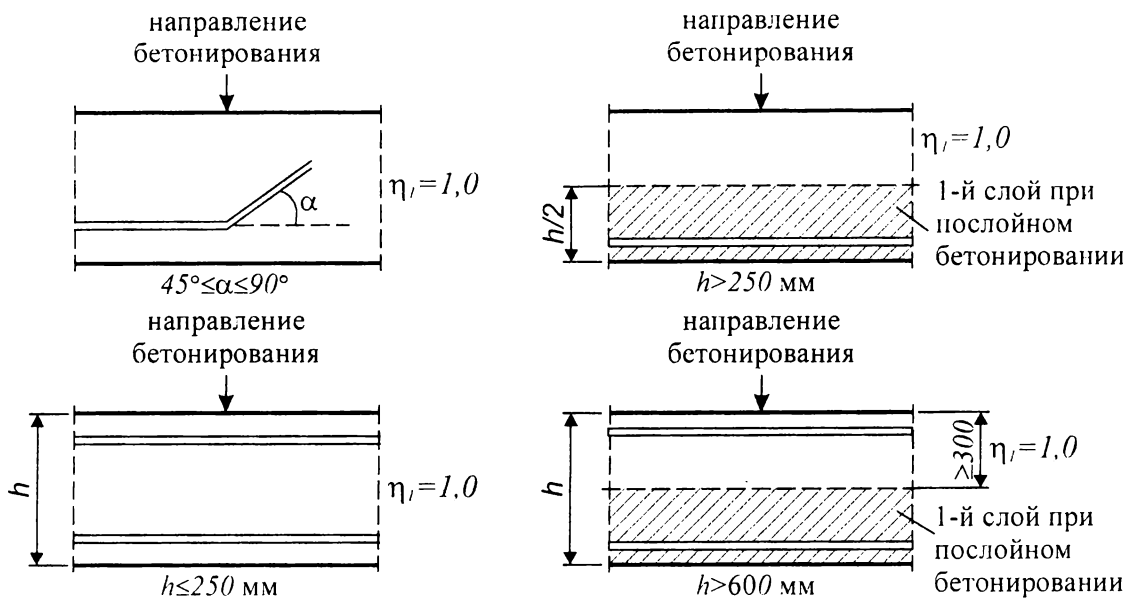


Рис. 5.7.

Случаи, для которых в формуле (5.11) следует принимать $\eta_1 = 1,0$

f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном f_{bd} , определяется по формуле

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (5.11)$$

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению (при $\gamma_c = 1,5$). Для бетонов, у которых f_{ck} более 55 Н/мм^2 , при расчете по формуле (5.11) расчетное сопротивление f_{ctd} следует принимать как для бетона с $f_{ck} = 55 \text{ Н/мм}^2$;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; $\eta_1 = 0,7$, за исключением случаев, показанных на рис. 5.7;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня:

- при $\varnothing \leq 32 \text{ мм}$ $\eta_2 = 1,0$;
- при $\varnothing > 32 \text{ мм}$ $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$.

Для стержней периодического профиля диаметром менее 32 мм величину f_{bd} допускается принимать по табл. 5.6.

Таблица 5.6.

Расчетные значения f_{bd} (Н/мм^2) при $\eta_1 = 1,0$ и $\gamma_c = 1,5$

Класс бетона по прочности при сжатии	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ⁴⁰ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	>C ⁵⁵ /70
Арматура периодического профиля $\varnothing \leq 32 \text{ мм}$	1,7	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,6

Для арматуры периодического профиля класса S500 расчетное значение базовой длины анкеровки допускается принимать по табл. 5.7.

Длина анкеровки (l_{bd}) концов отогнутой арматуры (рис. 5.8) должна быть не менее:

Таблица 5.7.

Расчетные значения базовой длины анкеровки l_b/\varnothing для арматуры класса S500

Класс бетона по прочности при сжатии	C ^{12/15}	C ^{16/20}	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{40/45}	C ^{40/50}	C ^{45/55}	C ^{50/60}	>C ^{55/70}
l_b/\varnothing	66	54	47	40	36	32	30	27	25	24
Снижение базовой длины ($\Delta l_b/\varnothing$) при наличии крюков	13,3	9,7	7,6	5,5	4,3	3,1	2,5	1,6	1,0	0,7

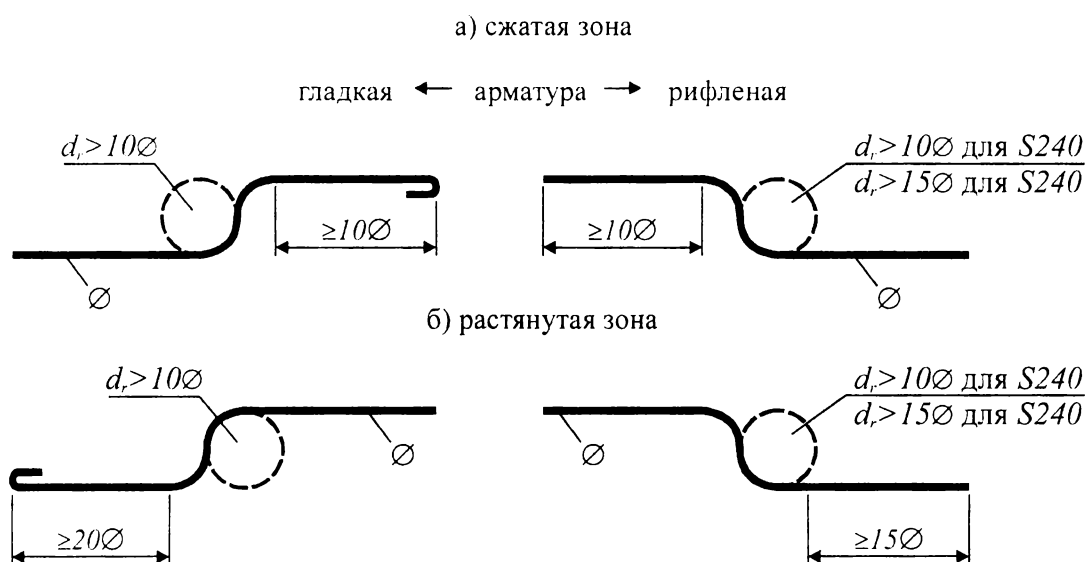


Рис. 5.8.

Условия анкеровки арматуры при отгибе и обрыве

- в растянутом бетоне – $20\varnothing$;
- в сжатом бетоне – $10\varnothing$.

Обрываемые в пролете стержни арматуры следует заводить за точку теоретического обрыва:

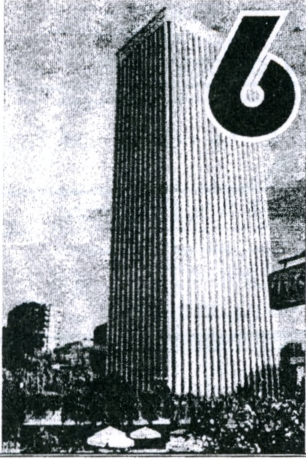
- в растянутой зоне – не менее $0,5h + 20\varnothing$ и не менее l_{bd} где h – высота конструкции в точке теоретического обрыва;
- в сжатой зоне – не менее $20\varnothing$ и не менее 250 мм.

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры их длина должна быть не менее:

- в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно – $5\varnothing$;
- в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете – $15\varnothing$;
- тоже, если до опоры доводится $2/3$ сечения арматуры – $10\varnothing$;

Для арматуры, имеющей дополнительные анкерные элементы (отгибы, петли и т.д.) значение l_{bd} , определенное по формуле (5.8), принимают равным не менее 70% значения l_b , определенного по формуле (5.7).

Требования по анкеровке напрягаемой арматуры рассмотрены в главе 12.



РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ

6.1. Экспериментально-теоретические основы сопротивления железобетонного элемента при действии изгибающих моментов и продольных сил

Экспериментальными исследованиями железобетонных элементов, подвергнутых действию изгибающих моментов и продольных сил (растягивающих или сжимающих), установлено, что все они в процессе нагружения имеют двузначную (или неравномерную) эпюру распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения проходят характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

В качестве иллюстрации рассмотрим последовательность изменения напряженно-деформированного состояния нормального сечения однопролетной свободно опертой балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета (рис. 6.1). Принятая классическая схема нагружения позволяет получить при испытаниях т.н. «зону чистого изгиба» на участке между сосредоточенными силами в пролете ($M_{Sd} = const; V_{Sd} = 0$), тем самым исключив влияние поперечных сил на напряженно-деформированное состояние анализируемого нормального сечения.

Пусть до начала испытаний нагрузкой опытная балка (рис. 6.1) была оснащена следующими приборами:

- для измерения продольных относительных деформаций (Δl_b) в разных уровнях по высоте сечения, что необходимо для построения эпюры распределения относительных деформаций, величина которых может быть легко вычислена

$$\varepsilon_{cn} = \frac{\Delta l_{b,c(n)}}{l_b}, \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_{sk} = \frac{\Delta l_{b,s(k)}}{l_b}, \quad (6.2)$$

где $\Delta l_{b,c}$, $\Delta l_{b,s}$ – абсолютные приращения базовой длины Δl_b , на которой выполняют измерения прибором удлинения (укорочения) соответственно бетона и арматуры;

l_b – база измерения;

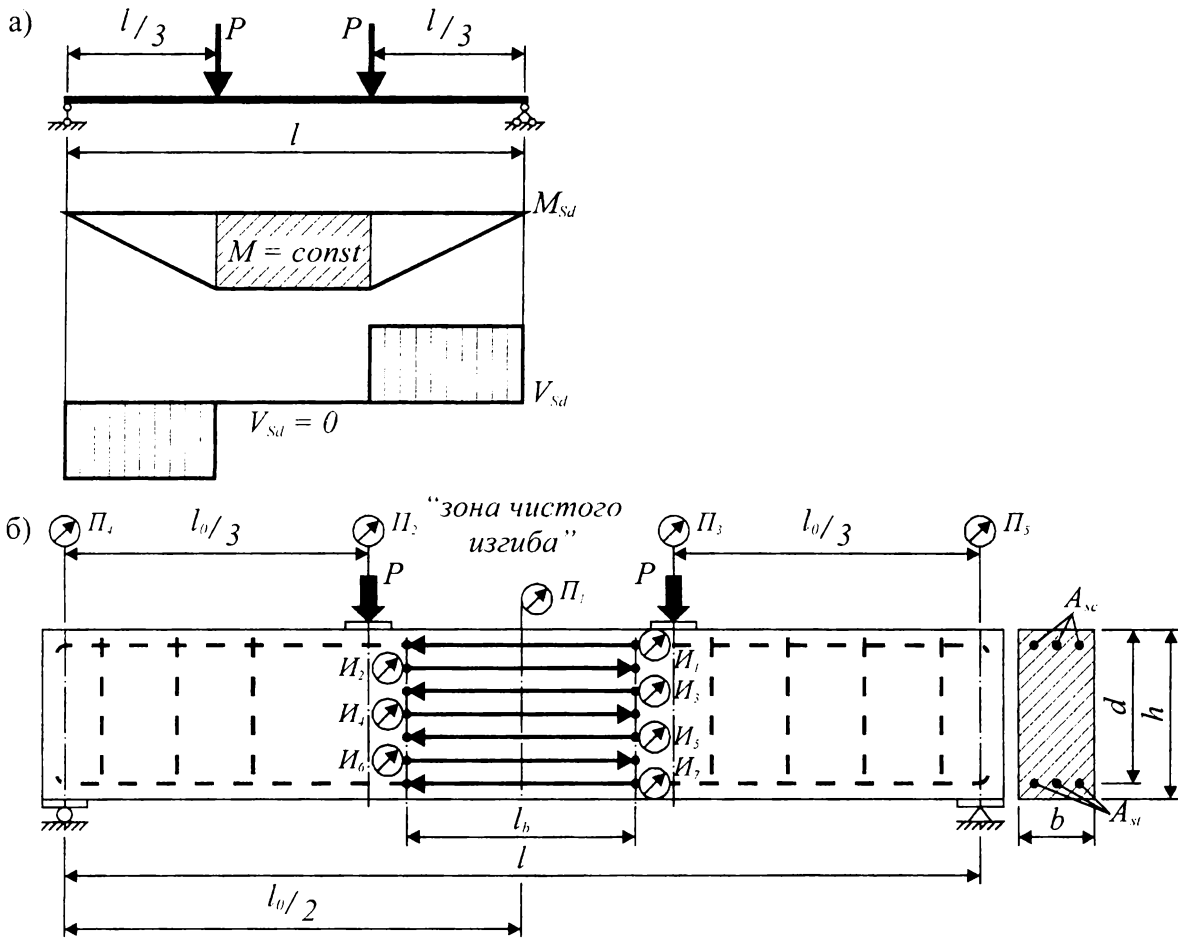


Рис. 6.1.

Эпюры распределения усилий (а) и схема испытания опытной балки (б)

$I_1..I_7$ – измерительные приборы для определения деформаций бетона и арматуры (например, индикаторы часового типа); $\Pi_1.. \Pi_5$ – прогибомеры для определения прогиба (вертикального перемещения).

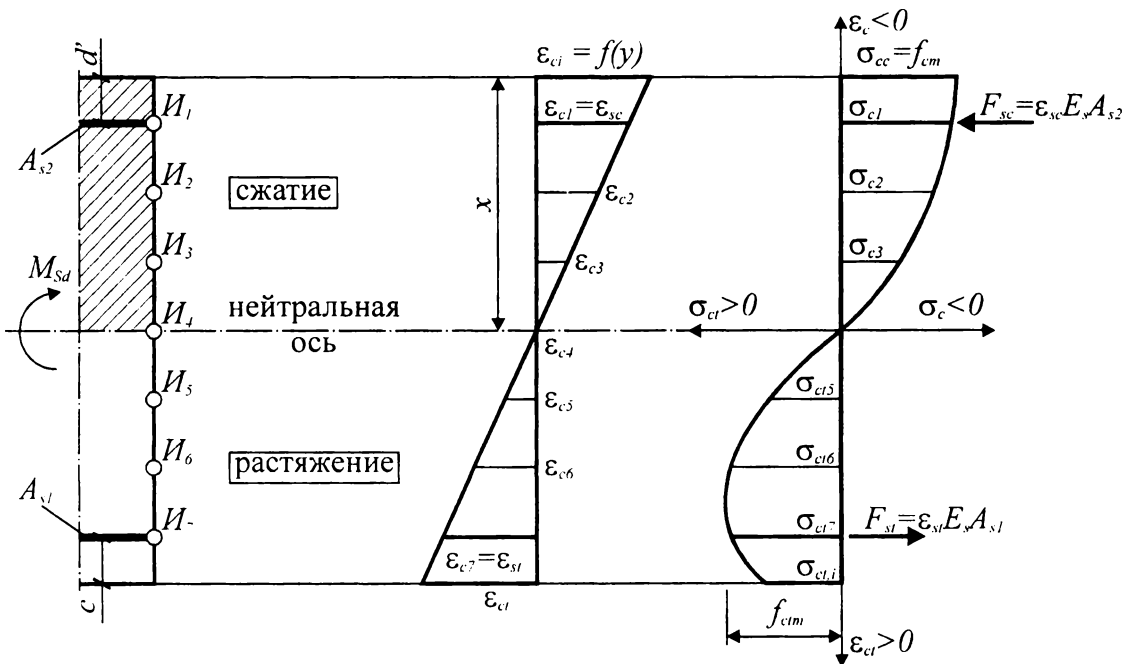


Рис. 6.2.

Схема определения напряжений в нормальном сечении по зафиксированным в опыте относительным продольным деформациям.

Относительные продольные деформации бетона и арматуры могут быть измерены непосредственно при использовании, например, тензорезисторов, наклеиваемых на их поверхность [23];

- для измерения вертикальных перемещений балки – прогибомерами. Измерения прогибов производят в абсолютных единицах (мм, см).

Для анализа напряженно-деформированного состояния нормального сечения балки на очередном этапе нагружения необходимо привлечь диаграммы деформирования для бетона и арматуры, полученные методами, описанными ранее в главе 4.

Пользуясь диаграммами деформирования для бетона (рис. 6.3а,б) и арматуры (рис. 6.3в,г), осуществляют переход от зафиксированных в опыте деформаций к относительным деформациям по ф. (6.1) и (6.2) и, далее, к напряжениям в каждом из уровней по высоте сечения балки, для которых выполняются измерения. Напряжения в бетоне для каждого уровня по высоте сечения определяют (см. главу 4):

- для бетона сжатой зоны

$$\sigma_{c(i)} = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}; \quad (6.3a)$$

- для бетона растянутой зоны

$$\sigma_{ct} = 1,2 f_{ctm} \cdot \eta_t - 0,2\eta_t^6 \text{ при } \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct1}; \quad (6.3б)$$

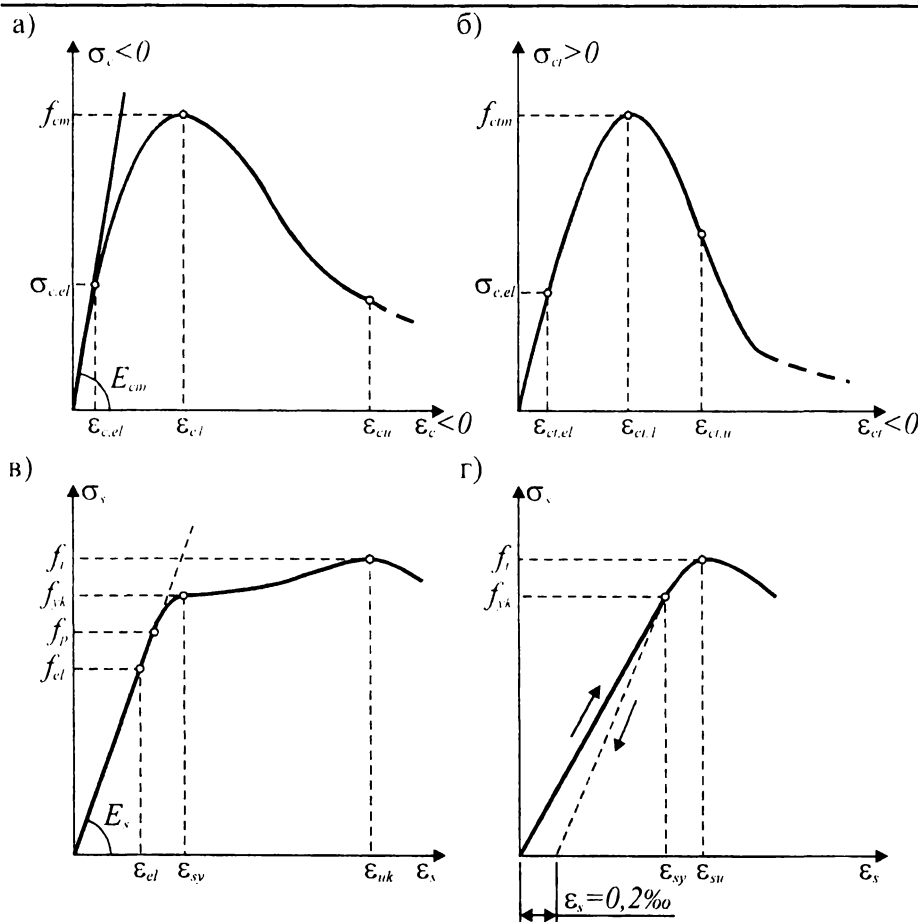


Рис. 6.3.

Диаграммы деформирования бетона при сжатии (а), бетона при растяжении (б), арматурной стали с физическим (в) и условным (г) пределом текучести.

$$\sigma_{ct} = \frac{\eta_t}{\alpha_{ct}(\eta_t - 1)^B + \eta_t} \text{ при } \varepsilon_{ct} > \varepsilon_{ct1}. \quad (6.3в)$$

При нагружении балки монотонно возрастают деформации и напряжения в бетоне и арматуре. Например исследования железобетонных элементов показали, что соотношение между деформациями в сжатом бетоне и продольной растянутой арматуре определяется условиями деформативности, которое можно представить себе в виде плоского поворота нормального сечения (*гипотезы плоских сечений*). По зафиксированным относительным деформациям устанавливают значения напряжений, действующих в бетоне и арматуре в соответствии со схемой, показанной на рис. 6.2.

При этом в соответствии с диаграммами деформирования бетон и арматура проходят последовательно упругую, упруго-пластическую, а затем пластическую области работы. Разрушение элемента по нормальному сечению наступит тогда, когда бетон или продольная арматура достигнут своих предельных относительных деформаций, определяемых соответствующей параметрической точкой диаграммы деформирования (см. главу 4).

Арматура, применяемая в железобетонных конструкциях, обладает, как правило, значительно большими предельными относительными деформациями, чем бетон. Поэтому, как отмечается в [24, 27–29], в большинстве случаев первым достигает предельных деформаций сжатый бетон и предельное состояние по нормальному сечению определяется разрушением сжатого бетона. Продольная растянутая арматура, в зависимости от величины ее относительных деформаций и характера диаграммы « σ_s – ε_s », может иметь различные напряжения, равные пределу текучести (условному или физическому), ниже или выше его.

Последовательное нагружение элемента позволило выявить ряд стадий напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении.

Стадия 1 напряженно-деформированного состояния нормального сечения характеризует сопротивление железобетонного элемента, работающего без трещин. При этом удобно рассматривать два промежуточных состояния (*стадия 1а* и *1б*) нормального сечения в зависимости от величины относительных деформаций наиболее растянутой грани сечения.

Стадия 1а имеет место на начальных этапах нагружения, когда величина изгибающего момента в зоне чистого изгиба невелика, бетон как в сжатой, так и в растянутой зонах сечения работает в области упругих деформаций (т.е. наблюдается линейная зависимость между напряжениями и деформациями; см. рис. 6.4).

При этом сохраняется практически линейная зависимость между моментом, действующим в нормальном сечении, (M) и прогибом (f), фиксируемым по прогибомерам (рис. 6.4а). Нейтральная ось сечения, разделяющая сжатую и растянутую зоны, располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис. 6.4б).

Относительные деформации наиболее растянутой грани бетона не превышают упругих ($\varepsilon_{ct,el} \approx 0,05 \div 0,1 \%$ в зависимости от класса по прочности бетона), а модуль деформаций как для сжатого, так и для растянутого бетона равен начальному модулю упругости E_{c0} . По мере увеличения нагрузки возрастают продольные относительные деформации бетона в нормальном сечении. Если бетон в сжатой зоне все еще продолжает работать в области упругого деформирования (участок OA_1 диа-

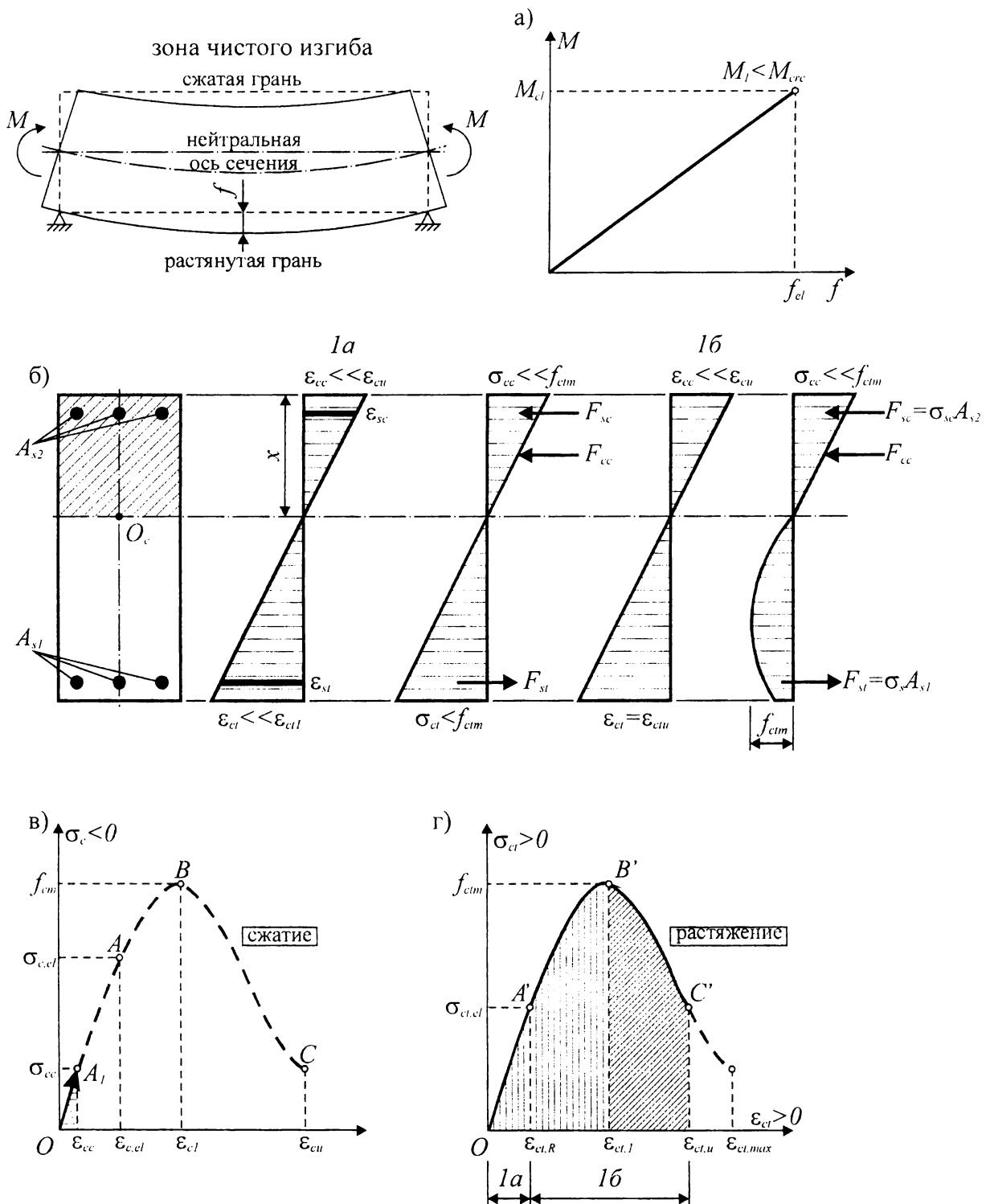


Рис. 6.4.

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния.

граммы рис. 6.4в), то в бетоне растянутой зоны развиваются значительные пластические деформации. Связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной и в пределах растянутой зоны сечения практически полностью реализуется диаграмма деформирования бетона при растяжении (участок OB' рис. 6.4а). При

приближении к предельным деформациям $\varepsilon_{ct,u}$ (участок $B'C'$ рис. 6.4г) наступает стадия 1б, предшествующая образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

Стадия 1 считается завершенной, когда при достижении наиболее растянутой гранью сечения предельных деформаций $\varepsilon_{ct,u}$ образуются нормальные трещины и происходит перераспределение внутренних усилий между арматурой и бетоном.

Несложно показать, что до момента образования трещин роль арматуры в восприятии усилий, действующих в растянутой зоне сечения, незначительна. Так, принимая среднюю величину предельных относительных деформаций бетона при растяжении $\varepsilon_{ct,u} \approx 30 \cdot 10^{-5}$ и учитывая, что на рассматриваемой стадии арматура и окружающий бетон работают совместно, т.е. $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct,u}$, напряжения в растянутой арматуре составят всего:

$$\sigma_{st} = \varepsilon_s \cdot E_s = 30 \cdot 20 \cdot 10^{-5} \cdot 10^4 = 60 \text{ Н/мм}^2,$$

что соответствует 10..12 % предельных напряжений.

Момент образования нормальных трещин будет отмечен изменением угла наклона графика зависимости « $M-f$ » (рис. 6.7) в результате снижения изгибной жесткости сечения и возрастанием деформаций растянутой арматуры из-за перераспределения усилий в растянутой зоне сечения.

Таким образом характерными чертами стадии 1 напряженно-деформированного состояния сечения являются:

- отсутствие нормальных трещин в растянутой зоне сечения;
- линейное распределение относительных деформаций по высоте сечения, т.е. практически строгое выполнение гипотезы плоских сечений до момента появления трещин;
- совместная работа арматуры и окружающего ее бетона без нарушения сцепления.

Стадия 2 характеризует сопротивление нормального сечения железобетонной конструкции, имеющей нормальные трещины. После образования нормальных трещин в сечении с трещиной нейтральная ось смещается по направлению к наиболее сжатой грани, уменьшая высоту сжатой зоны (x).

В то же время на участках между трещинами, где арматура продолжает сопротивляться совместно с бетоном и сцепление не нарушено, положение нейтральной оси в меньшей степени отклоняется от начального, соответствующего упругой работе материала. Таким образом нейтральная ось по длине зоны чистого изгиба занимает некоторое волнообразное положение. При этом деформации и напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне по длине элемента распределяются неравномерно. Так, для растянутой арматуры напряжения в сечении с трещиной достигают максимальных значений $\sigma_{s,max}$ убывая по мере приближения к середине участка между трещинами $l_{crc}/2$ (рис. 6.5). Для бетона растянутой зоны наблюдается обратная картина: напряжения в сечении с трещиной равны нулю и возрастают до максимального значения $\sigma_{ct,max}$ по мере приближения к середине участка между нормальными трещинами (рис. 6.5).

Неравномерно распределены по длине зоны чистого изгиба с трещинами и деформации сжатого бетона. Как показывают экспериментальные исследования количество образующихся трещин и соответственно расстояния между ними (l_{crc}) зависит от целого ряда факторов конструктивно-технологического характера, среди ко-

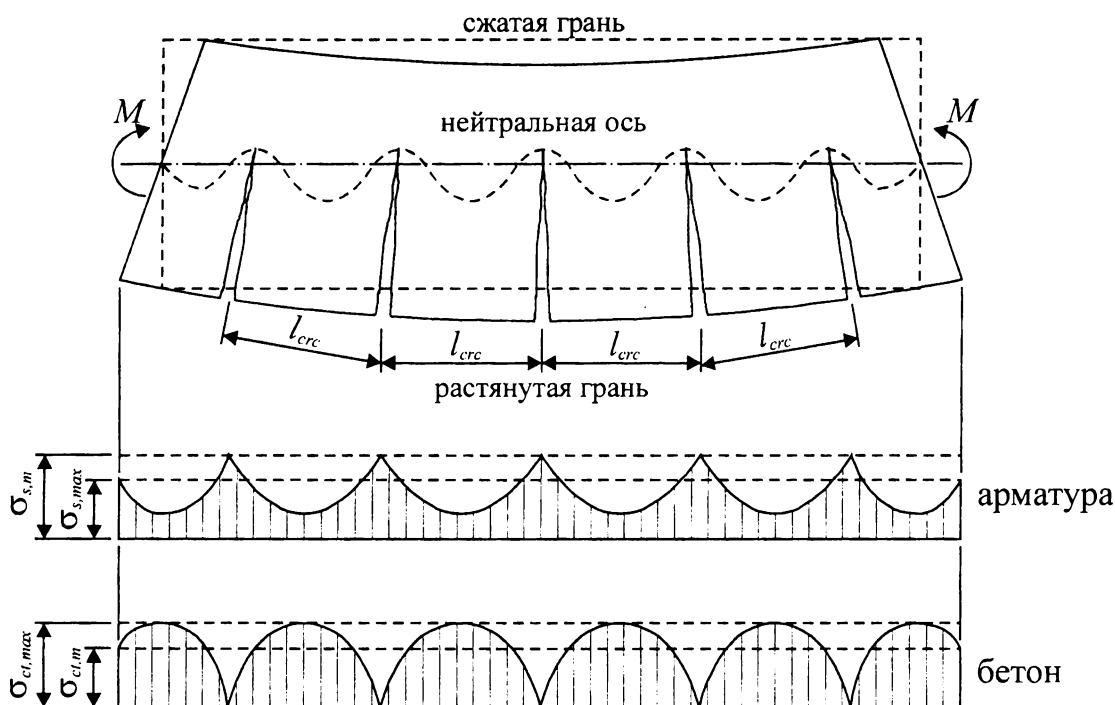


Рис. 6.5.

Распределение напряжений в растянутой арматуре и растянутом бетоне для железобетонной конструкции в стадии 2.

торых можно выделить: количество и дисперсность армирования в растянутой зоне, диаметр арматуры, условия сцепления по поверхности арматурного стержня и окружающего бетона (см. главу 10). Учитывая то обстоятельство, что ширина раскрытия трещин определяется не только деформациями арматуры в сечении стрещиной, но и проскальзыванием арматуры относительно бетона у берегов трещины, для сечения, проходящего через трещину, гипотеза плоского сечения очевидно будет нарушаться.

Однако для некоторого среднего сечения по длине зоны чистого изгиба (а в процессе опыта измерения выполняются на некоторой базовой длине l_b , в пределах которой может образовываться несколько нормальных трещин) гипотезу плоских сечений можно считать справедливой. При расчете конструкций на стадии 2 зачастую используют трансформированную диаграмму деформирования арматуры (рис. 6.6), связывающую средние напряжения в арматуре σ_{sm} со средними относительными деформациями ϵ_{sm} . Физический смысл представленной трансформации будет подробно рассмотрен в главе 10. Для определения средних напряжений в растянутой арматуре проф. В.И. Мурашевым [28, 29] был выведен коэффициент ψ_s , связывающий средние и максимальные деформации арматуры.

$$\psi_s = \frac{\epsilon_{s,m}}{\epsilon_{s,max}} \leq 1,$$

где: $\epsilon_{s,m}$ — средние относительные деформации арматуры;

$\epsilon_{s,max}$ — максимальные относительные деформации арматуры для сечения с трещиной.

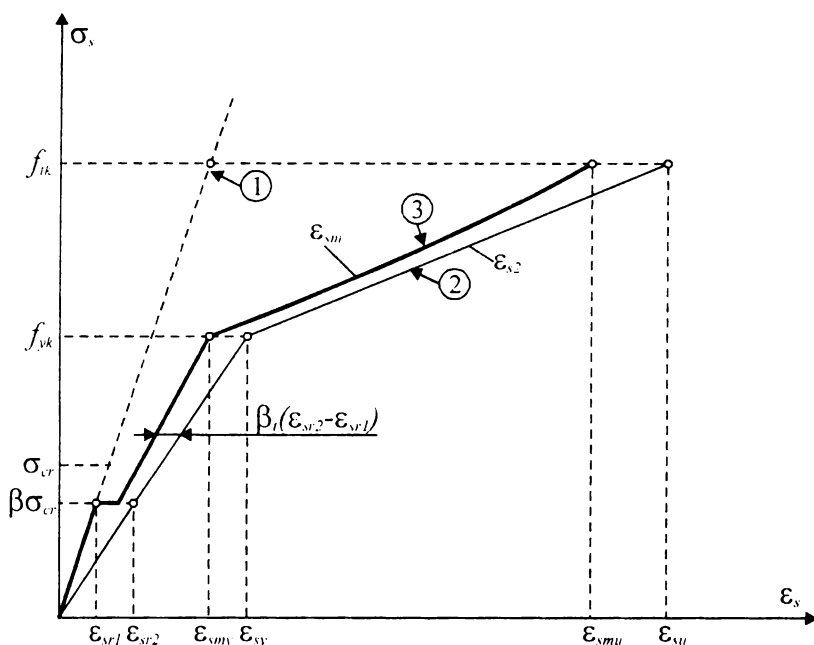


Рис. 6.6.

Трансформированная диаграмма деформирования арматуры с учетом совместной работы с бетоном на участках между трещинами («*tension-stiffening*» эффект)

1 – гипотетическая зависимость « σ_s – ϵ_s » при отсутствии трещин в растянутом бетоне (арматура в растянутом бетоне без трещин); 2 – идеализированная диаграмма « σ_s – ϵ_s » для арматурного стержня; 3 – трансформированная диаграмма « σ_{sm} – ϵ_{sm} », связывающая средние напряжения и деформации в арматуре; σ_{cr} – напряжения в растянутой арматуре к моменту образования нормальной трещины.

По существу коэффициент ψ_s учитывает работу растянутого бетона на участках между нормальными трещинами.

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 2 показано на рис. 6.7.

Таким образом, в сечении с трещиной существенно возрастает роль арматуры, в основном воспринимающей растягивающее усилие (F_{st}), которое уравнивает усилие в сжатой зоне бетона F_{cs} , а при наличии арматуры A_{sc} – и дополнительное усилие в сжатой арматуре F_{sc} .

Первоначально в стадии 2 развитие нормальных трещин по высоте сечения не столь существенно, распределение относительных деформаций и напряжений в сжатой зоне близко к линейному, либо показывает начало нелинейной работы (рис. 6.7в). При этом бетон в растянутой зоне над вершиной нормальной трещины до нейтральной оси продолжает воспринимать растягивающие усилия, хотя его участие в сопротивлении растянутой зоны незначительно.

По мере увеличения нагрузки образовавшиеся трещины нормального отрыва развиваются в глубь сечения, нейтральная ось смещается к сжатой грани сечения, сокращая высоту сжатой зоны (x). При этом деформации сжатого бетона по мере удаления от нейтральной оси находятся в различных областях деформирования в соответствии с диаграммой рис. 6.7в. Пренебрегая тем фактом, что по мере удаления от нейтральной оси различные волокна по высоте сжатой зоны сечения деформируются с разной скоростью, можно утверждать, что распределение напряжений по высоте нормального сечения повторяет затемненный участок диаграммы деформирования (рис. 6.7в), соответствующий достигнутому деформированному состоянию сжатой зоны сечения.

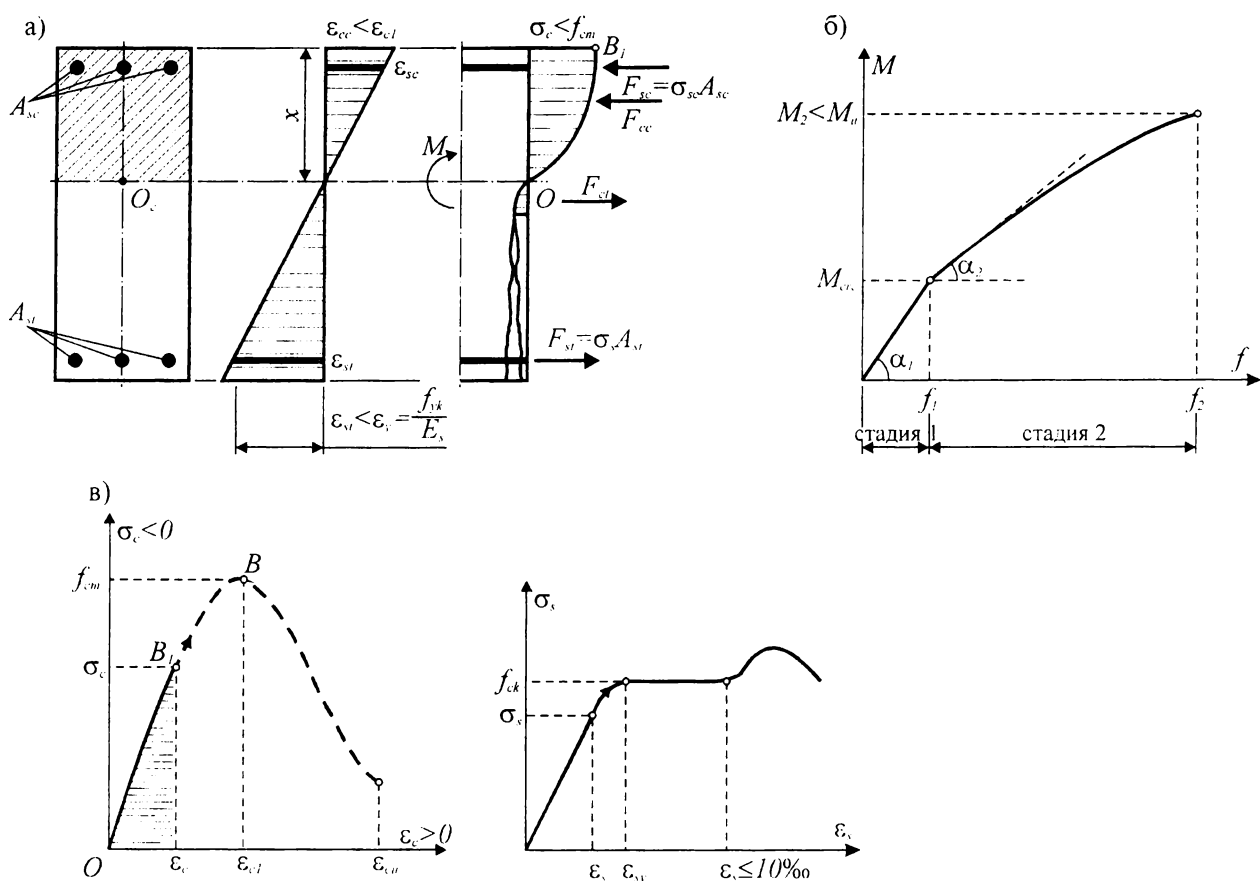


Рис. 6.7.

Распределение напряжений и деформаций по высоте нормального сечения в стадии 2 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « $M-f$ » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

Учитывая то, что связь между напряжениями и относительными деформациями бетона в сжатой зоне сечения становится нелинейной, изменяется и модуль деформаций бетона. Например, в непосредственной близости к нейтральной оси сечения он равняется начальному модулю упругости $E'_c = E_{c0}$, уменьшаясь при приближении к наиболее сжатой грани сечения. Увеличение количества нормальных трещин по длине зоны чистого изгиба, их развитие по высоте растянутой зоны сечения, уменьшение модуля деформаций бетона сжатой зоны приводят к тому, что зависимость между моментом и прогибом становится нелинейной (см. рис. 6.7б).

При этом с каждым новым этапом нагружения деформации наиболее сжатой грани сечения приближаются к деформациям, соответствующим пиковой точке диаграммы деформирования (ϵ_{c1}), а в арматуре стремятся к деформациям ϵ_{sy} .

Стадия 2 характеризует сопротивление конструкции при эксплуатационном нагружении и используется при расчете конструкций по раскрытию трещин и прогибам.

Таким образом, для стадии 2 характерными признаками являются:

- В растянутой зоне сечения развиваются нормальные трещины, имеющие ширину раскрытия, зависящую от уровня нагружения конструкции, т.е. средних деформаций растянутой арматуры.
- Относительные продольные деформации и напряжения в бетоне и арматуре по длине элемента распределены неравномерно. В сечении с трещиной растяги-

вающие усилия в основном воспринимает арматура, а на участке между трещинами – совместно бетон и арматура. В середине участка между трещинами обеспечена совместная работа бетона и арматуры, а по мере приближения к берегам трещины может наблюдаться проскальзывание арматуры относительно бетона.

- Гипотеза плоских сечений остается справедливой для некоторого среднего сечения по длине зоны чистого изгиба. В отдельном сечении, проходящем через трещину в виду депланации ее краев, гипотеза плоских сечений может нарушаться.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к переходу испытываемой балки в **стадию 3**, характеризующую наступление в нормальном сечении предельного состояния по прочности – разрушения. При этом возможны два случая разрушения железобетонного элемента по нормальному сечению.

В первом случае относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений ϵ_{sy} , соответствующих напряжениям, равным физическому или условному пределу текучести (англ. *tension failure*). При этом относительные деформации наиболее сжатой грани бетона к этому моменту не достигают предельной сжимаемости ϵ_{cu} . В этом случае прогибы элемента развиваются без прироста нагрузки, трещины раскрываются и развиваются в глубь по высоте сечения, сокращая высоту сжатой зоны. Разрушение, начинающееся по растянутой арматуре с увеличением деформаций арматуры $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ может завершаться по сжатому бетону, когда его относительные деформации достигают предельных значений ϵ_{cu} .

Во втором случае относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений ϵ_{cu} прежде, чем растянутая арматура (англ. *compression failure*). Разрушение по сжатому бетону происходит хрупко (особенно в случае применения высокопрочных бетонов) с раздроблением бетона сжатой зоны. Такой вид разрушения характерен для перearмированных сечений, элементов, имеющих небольшую высоту сечения, загруженных значительным моментом, а также внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом (см. раздел 6.3.3). Арматура, применяемая для армирования растянутой зоны сечения, полностью не используется. Этот случай является опасным, т.к. разрушение может произойти даже без чрезмерного раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

При проектировании конструкция должна быть гарантирована от наступления разрушения по сжатой зоне сечения. Для перearмированных элементов зависимость « $M-f$ » (рис. 6.8б) может иметь нисходящий участок, обусловленный развитием деформаций в сжатой зоне бетона (повышенной деформативностью сжатой зоны). В этом случае эпюра напряжений в сжатом бетоне, построенная по зафиксированным средним относительным деформациям сечения (рис. 6.8а), практически полностью повторяет диаграмму деформирования для бетона (рис. 6.8в).

В **стадии 3** следует отдельно остановиться на работе арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения. На этом этапе арматура A_{sc} играет важную роль, принимая часть усилия, действующего в сжатой зоне сечения. Учитывая то обстоятельство, что арматура работает совместно с бетоном вплоть до наступления предельного состояния, ее деформации обусловлены деформативностью окружающего бетона (деформации арматуры следуют за деформациями бетона). Если наиболее сжатая грань сечения получает деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона, то в сжатой арматуре в зависимости от ее физико-механических характеристик и расстояния, на котором она располагается от сжатой грани, достига-

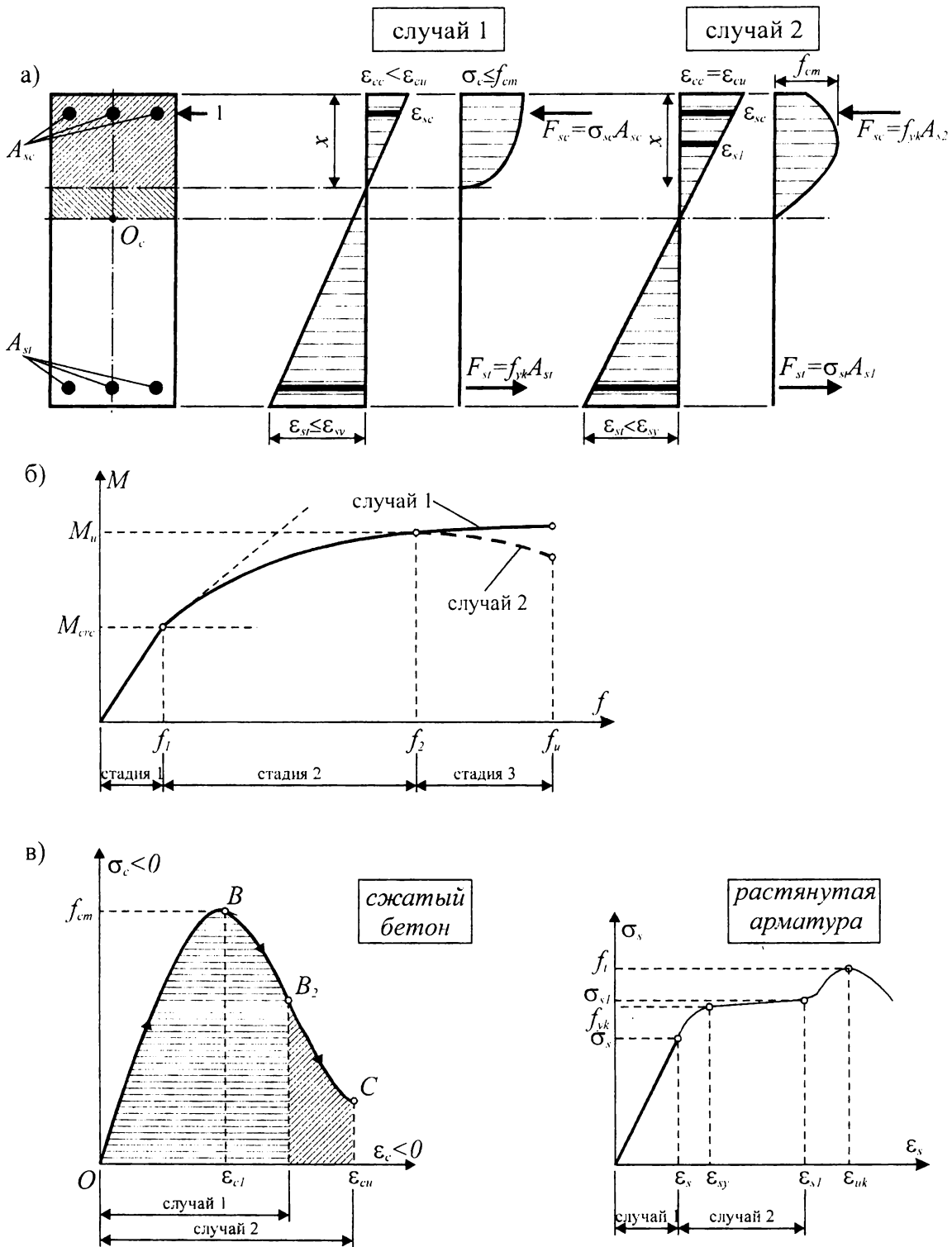


Рис. 6.8.

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 3 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « $M-f$ » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

ются напряжения меньше либо равные пределу текучести. Если для железобетонных элементов предельные относительные деформации сжатого бетона нормальной прочности составляют $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$, арматура класса S500 в сжатой зоне достигает деформаций $\epsilon_{sy} = f_{yd}/E_s = 2,5 \text{ ‰}$, что позволяет ее использовать с полным сопротив-

лением. Наличие арматуры в сжатой зоне позволяет изменить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения, что обусловлено дополнительным усилением, воспринимаемым сжатой зоной сечения. Так, в случае, когда сжатый бетон достигает предельных относительных деформаций ε_{cu} прежде, чем растянутая арматура, и разрушения следует ожидать по сжатой зоне, размещение в ней требуемого количества арматуры сразу же приводит к изменению ситуации. Теперь равнодействующая усилий в сжатом бетоне $F_c = F_{sc} + F_{cc}$ (где: F_{sc} – усилие в сжатой арматуре, F_{cc} – усилие в сжатом бетоне) должна быть уравновешена несколько большим усилием в растянутой арматуре F_{st} . Арматура в растянутой зоне переходит в область относительных деформаций $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$, что характеризует начало разрушения по растянутой зоне.

Необходимое минимальное количество арматуры A_{sc} , располагаемой в сжатой зоне сечения, назначают расчетом в соответствии с положениями, изложенными в разделе 6.3.

Таким образом, характеризуя стадию 3 напряженно-деформированного состояния следует подчеркнуть:

1. Данная стадия определяет предельное состояние сечения по прочности. При этом в зависимости от характера распределения по сечению продольных деформаций возможно два характерных случая разрушения нормального сечения. Если относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений, соответствующих напряжениям, равным условному или физическому пределу текучести раньше, чем бетон наиболее сжатой грани достигает предельной сжимаемости ε_{cu} , разрушение начинается по растянутой зоне. В противном случае разрушение происходит по бетону сжатой зоны сечения при достижении предельных деформаций бетона при сжатии ε_{cu} . Такой характер разрушения является опасным и должен быть исключен в процессе проектирования. Оптимальным является случай, когда в стадии разрушения одновременно наступает текучесть арматуры (ε_{su}) и бетон сжатой зоны достигает предельных значений относительных деформаций сжатия (ε_{ce}).
2. Для среднего сечения по длине элемента с определенным допущением выполняется гипотеза плоских сечений. Здесь следует сделать одно замечание, относящееся к расчету прочности нормальных сечений при действии изгибающих моментов и продольных сил. Далее в разделах 6.3, 6.4, где рассматриваются методы расчета прочности нормальных сечений будет показано, что все они строятся на допущении о том, что в расчетном сечении выполняется гипотеза плоских сечений. При этом деформации ε_s , рассчитанные в растянутой арматуре, сравнивают с деформациями ε_{sy} из диаграммы деформирования, полученной из испытаний арматурного стержня. Очевидно, корректнее в данном случае было сравнить их со средними деформациями арматуры ε_{sm} из трансформированной диаграммы, показанной на рис. 6.6. Принятое упрощение снижает трудоемкость расчетов, внося некоторую погрешность в сторону обоснованного запаса прочности сечения.

По длине пролета рассмотренной железобетонной балки одновременно при одном уровне нагружения имеют место все рассмотренные стадии напряженно-деформированного состояния для нормального сечения в зависимости от изменения величины изгибающего момента (рис. 6.9).

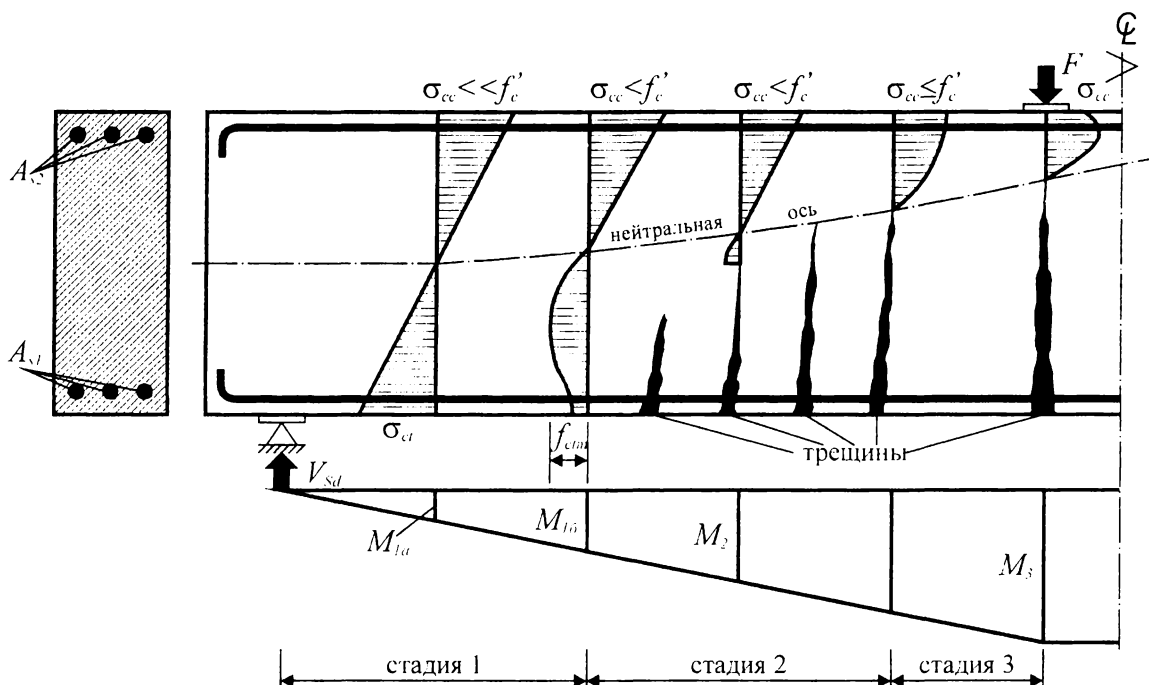


Рис. 6.9.

Изменение по длине балки характерных стадий напряженно-деформированного состояния

Если пренебречь влиянием поперечной силы V_{Sd} в опорной зоне, где изгибающий момент M_1 незначителен, сечение работает в стадии 1. По мере приближения к линии, по которой действует сила F , приложенная в пролете, наблюдается переход из стадии 1 в стадию 2, а далее и в стадию 3.

При выполнении расчетов по методу предельных состояний на стадии 3 производят расчеты по прочности, а по стадиям 1 и 2 – по обеспечению требований пригодности к нормальной эксплуатации (трещиностойкость, прогибы).

Стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения, рассмотренные на примере балки, подвергнутой действию только изгибающего момента, будут иметь место и для случаев совместного действия изгибающего момента и продольной силы. При этом в зависимости от соотношения величины изгибающего момента M_{Sd} и продольной силы N_{Sd} будет изменяться характер распределения деформаций по нормальному сечению, а следовательно и случай разрушения в стадии 3. Так, для элементов, в которых преобладающим является изгибающий момент (изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы с большим эксцентриситетом), в процессе нагружения будет иметь место двузначная эпюра деформаций и напряжений, сечение будет разделено на сжатую и растянутую зону. В этом случае последовательно реализуются все рассмотренные выше стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 6.10а). Как было показано выше, разрушение может произойти как по сжатой, так и по растянутой зоне сечения.

Для элементов, в которых преобладающим является продольное усилие (растягивающее и сжимающее), деформированное состояние характеризуется однозначной неравномерной эпюрой распределения деформаций (рис. 6.10б), когда все сечение оказывается либо сжатым, либо растянутым. В этом случае стадии напряженно-деформированного состояния сечение проходит в условиях однородного напряженного состояния (сжатия или растяжения). При этом, если внецентренно сжа-

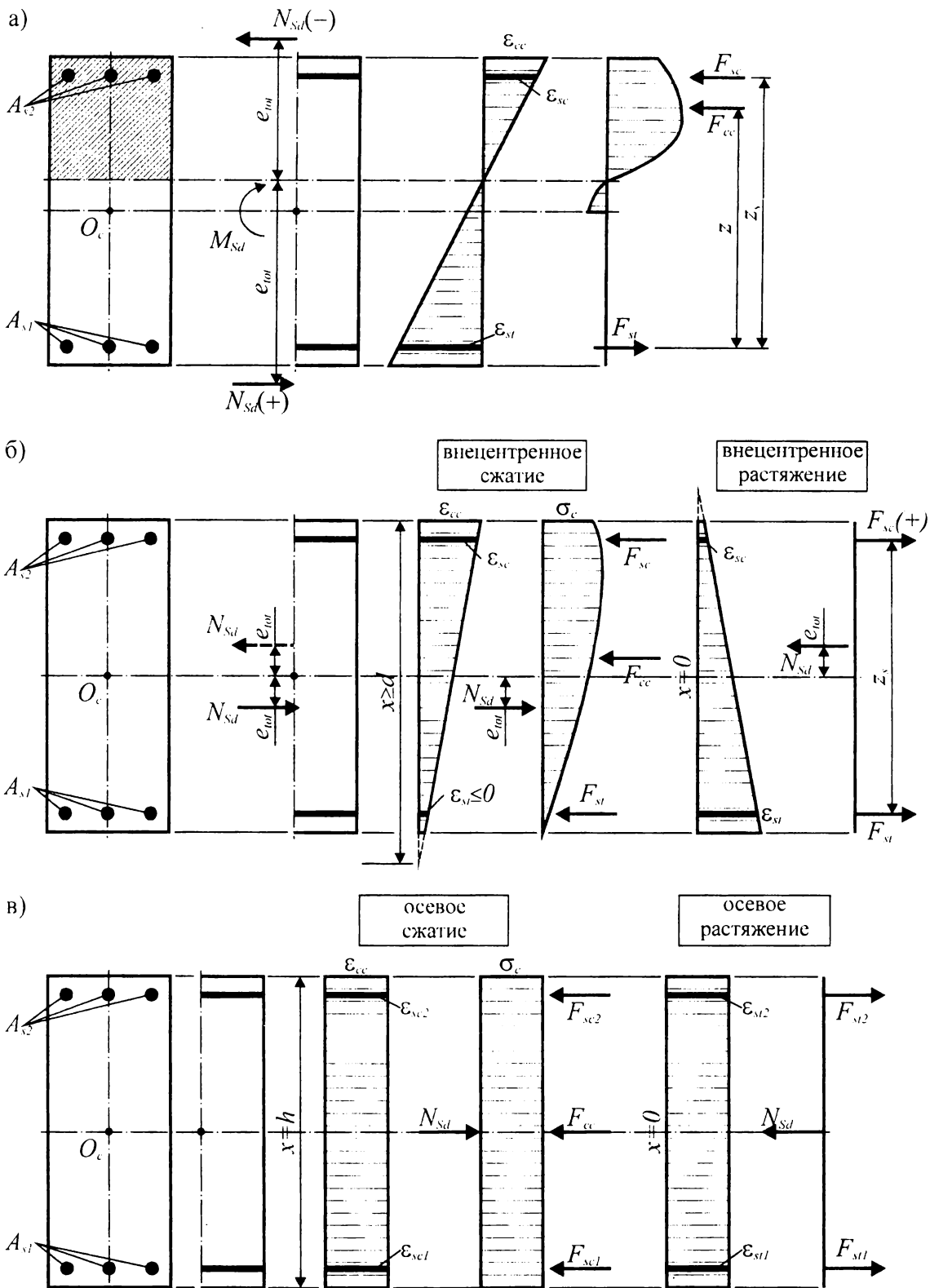


Рис. 6.10.

Характерное распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении железобетонного элемента при совместном действии изгибающего момента и продольной силы

- а) изгиб, внецентренное сжатие (растяжение) при двузначной эпюре относительных деформаций и напряжений (случай больших эксцентриситетов);
- б) внецентренное сжатие (растяжение) при однозначной эпюре относительных деформаций и напряжений (случай малых эксцентриситетов);
- в) центральное (осевое) сжатие и растяжение ($M_{Sd} = 0$).

тый элемент, нагруженный с малым эксцентриситетом, может сопротивляться вплоть до наступления предельного состояния без образования трещин (когда все сечение неравномерно сжато), то внецентренно растянутый элемент после завершения стадии 1 сопротивляется с трещинами, не имея в условиях неравномерного растяжения сжатой зоны сечения. Для таких элементов случай разрушения однозначно преодолен заранее (по сжатому бетону или по растянутой арматуре).

Очевидно, при гипотетических условиях центрального приложения продольной силы (отсутствие изгибающего момента, действующего в сечении) элемент будет сопротивляться в условиях равномерного распределения по сечению продольных деформаций и напряжений (сжатия или растяжения). Тогда прочность центрально растянутого элемента, рассчитываемая по стадии 3 напряженно-деформированного состояния, определяется предельным усилием, воспринимаемым растянутой арматурой (разрушение по арматуре, случай 1), а центрально сжатых – предельным усилием, воспринимаемым сжатым бетоном (разрушение по бетону, случай 2).

Таким образом, в процессе нагружения железобетонного элемента при переходе от одного к другому качественно новому состоянию постоянно происходит перераспределение усилий, воспринимаемых бетоном и арматурой в нормальном сечении.

При нагружении центрально сжатых железобетонных элементов продольное усилие воспринимается совместно сжатым бетоном и установленной в сечении арматурой. Поэтому напряжения в сжатой арматуре, работающей совместно с бетоном, будут зависеть от деформаций окружающего сжатого бетона и максимальные деформации сжатой арматуры будут определяться величиной предельной сжимаемости бетона ε_{cu} . Если для армирования сжатого железобетонного элемента использовать высокопрочную арматурную сталь, у которой значения ε_{yv} , соответствующие условному пределу текучести, превышают предельную деформативность бетона ε_{cu} (по диаграмме « $\sigma_c - \varepsilon_c$ »), к моменту разрушения элемента она не будет работать с полным сопротивлением, т.е. не будет использована полностью.

Проблематично использовать высокопрочные стали и для армирования центрально растянутых железобетонных элементов (без предварительного напряжения). Рассматривая стадию 2 напряженно-деформированного состояния центрально растянутого элемента несложно показать, что в силу значительной деформативности высокопрочной стали (главным образом в упругой стадии) будет иметь место значительная ширина раскрытия нормальных трещин еще задолго до наступления предельного состояния по прочности.

6.2. Общий метод расчет железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил

В общем случае расчеты железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил (сжимающих и растягивающих), по прочности (несущей способности) и пригодности к нормальной эксплуатации (трещиностойкости и деформациям) при любой форме поперечных сечений, любом расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, вызванных внешними воздействиями, следует производить на основе деформационной расчет-

ной модели нормальных сечений, использующей совместно:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в нормальном сечении;
- уравнения, определяющие связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм состояния (деформирования), представленных в главах 4, 5;
- уравнения, описывающие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре в пределах нормального сечения, исходя из гипотезы плоских сечений; при этом деформации арматуры, имеющей сцепление с бетоном (независимо, при сжатии или растяжении) следует принимать такими же, как и окружающего бетона;
- условия деформирования бетона и арматуры на участках между нормальными трещинами.

Для сечения произвольной формы, показанного на рис. 6.11, при любой системе сил, действующих на сечение ($M_{Sd,x}$; $M_{Sd,y}$; N_{Sd}), имеющего арматуру, распределенную по сечению, расчетную систему уравнений деформационного метода в общем случае можно записать:

- условия равновесия:

$$\int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} - N_{Sd} = 0; \quad (6.4)$$

$$\int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) x dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} x_k - (M_{Sd,x} + N_{Sd,x} e_x) = 0; \quad (6.5)$$

$$\int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) y dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} y_k - (M_{Sd,y} + N_{Sd,y} e_y) = 0; \quad (6.6)$$

- уравнения совместности деформации в виде гипотезы плоского сечения, определяющие их распределение по сечению:

$$\varepsilon_{cn} = \varepsilon_z + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n; \quad (6.7a)$$

$$\varepsilon_{sk} = \varepsilon_z + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k; \quad (6.7b)$$

- физические уравнения, связывающие напряжения и деформации для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования (состояния) для бетона и арматуры:

$$\sigma_c = f(\varepsilon_c); \quad (6.8a)$$

$$\sigma_{ct} = f(\varepsilon_{ct}); \quad (6.8b)$$

$$\sigma_s = f(\varepsilon_s). \quad (6.9)$$

Аналитические описания диаграмм деформирования для бетона (6.8a,б) и арматуры (6.9), применяемые при расчете железобетонных конструкций, подробно рассмотрены в главах 4, 5.

В соответствии с [1, 6] при выполнении расчетов прочности в условиях равновесия (6.4)..(6.6) допускается не учитывать сопротивление растянутого бетона за исключением отдельных случаев (например, при расчете изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных конструкций, в которых не допускается образование трещин),

при которых расчет по прочности нормальных сечений производят, принимая во внимание указания, относящиеся к расчету конструкций по образованию трещин.

При использовании деформационной расчетной модели критерием исчерпания прочности железобетонной конструкции по нормальному сечению принято условие достижения сжатым бетоном и (или) растянутой арматурой предельных значений относительных деформаций, установленных нормативными документами.

Величины предельных относительных деформаций сжатого бетона ε_{cu} в зависимости от его класса по прочности при сжатии приведены в табл. 4.3.

Предельные относительные деформации арматуры принимают равными

$$\varepsilon_{s,u} = \varepsilon_{s,R}, \text{ но не более } 10 \text{ ‰}, \quad (6.10)$$

где $\varepsilon_{s,R}$ – предельная относительная деформация для арматуры соответствующего класса, установленная нормативными документами.

При решении уравнений (6.4)..(6.6) используют либо правила точного интегрирования, либо прибегают к численному интегрированию (суммированию) напряжений, действующих по элементарным площадкам, выделенным в пределах расчетного сечения [25].

Наиболее распространенным считается метод численного интегрирования (суммирования), в котором бетонное сечение мысленно разбивают на отдельные малые участки площадью A_{cn} , как правило, прямоугольной формы, дополненные по необходимости треугольными или трапециевидными участками. При использовании точных решений все сечение может быть разбито на треугольные, либо сегментные участки. В упрощенных моделях принимают допущение о том, что напряжения σ_{cn} в пределах каждого выделенного элементарного участка бетона постоянны и равны напряжениям на уровне его центра тяжести (рис. 6.11а). Поэтому относительные деформации ε_{cn} рассчитывают на уровне центра тяжести каждого элементарного участка. Считается, что допущение о постоянстве напряжений в пределах элементарного участка не вносит существенной погрешности в расчеты, если его размеры не превышают 1/10 соответствующего размера сечения.

Для каждого « n »-го элементарного участка бетона фиксируют его площадь A_{cn} и координаты центра тяжести x_n, y_n (расстояния до соответствующих осей, рис. 6.11а). Каждому арматурному стержню присваивают свой номер, а также фиксируют его площадь A_{sk} и положение центра тяжести x_k, y_k .

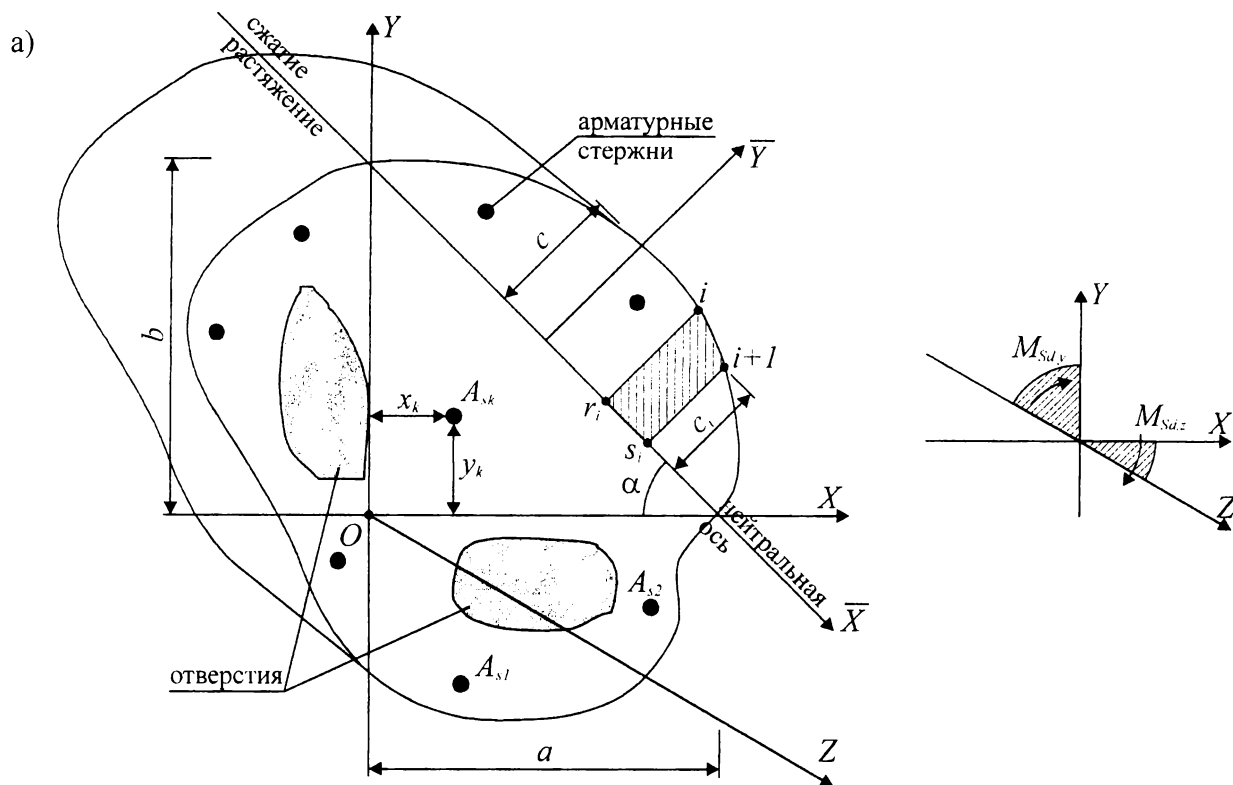
Тогда обозначив $M_x = (M_{Sd,x} + N_{Sd}e_x)$, $M_y = (M_{Sd,y} + N_{Sd}e_y)$ и переходя к численному интегрированию условия равновесия могут быть записаны:

$$\sum_n \sigma_{cn}(\varepsilon_c)A_{cn} + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s)A_{sk} = N_{Sd,z}; \quad (6.11)$$

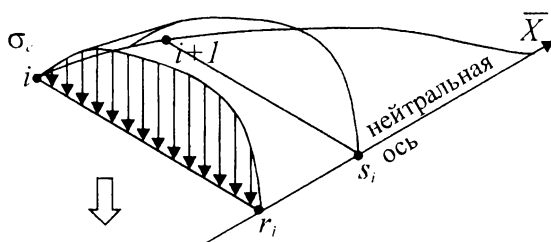
$$\sum_n \sigma_{cn}(\varepsilon_c)A_{cn}x_n + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s)A_{sk}x_k = M_x; \quad (6.12)$$

$$\sum_n \sigma_{cn}(\varepsilon_c)A_{cn}y_n + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s)A_{sk}y_k = M_y. \quad (6.13)$$

Учитывая то обстоятельство, что напряжения и относительные деформации на рассматриваемом уровне нагружения конструкции связаны секущим модулем деформаций, определяемым из диаграммы деформирования (см. рис. 6.12), можно записать:



б) Распределение напряжений в сжатой зоне сечения



в) Эквивалентное равномерное распределение напряжений

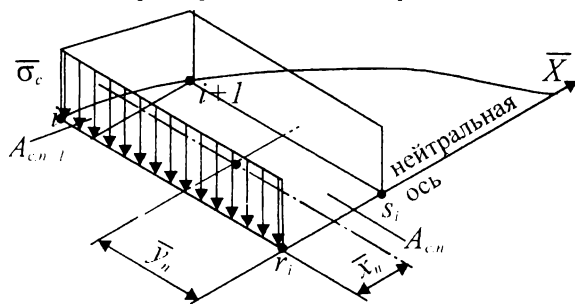


Рис. 6.11а.

К расчету сечения общей формы на действие изгибающих моментов и продольной силы

а) схема расчетного сечения;

б) распределение напряжений в бетоне сжатой зоны;

в) эквивалентное равномерное распределение напряжений по элементарным участкам в сжатой зоне сечения.

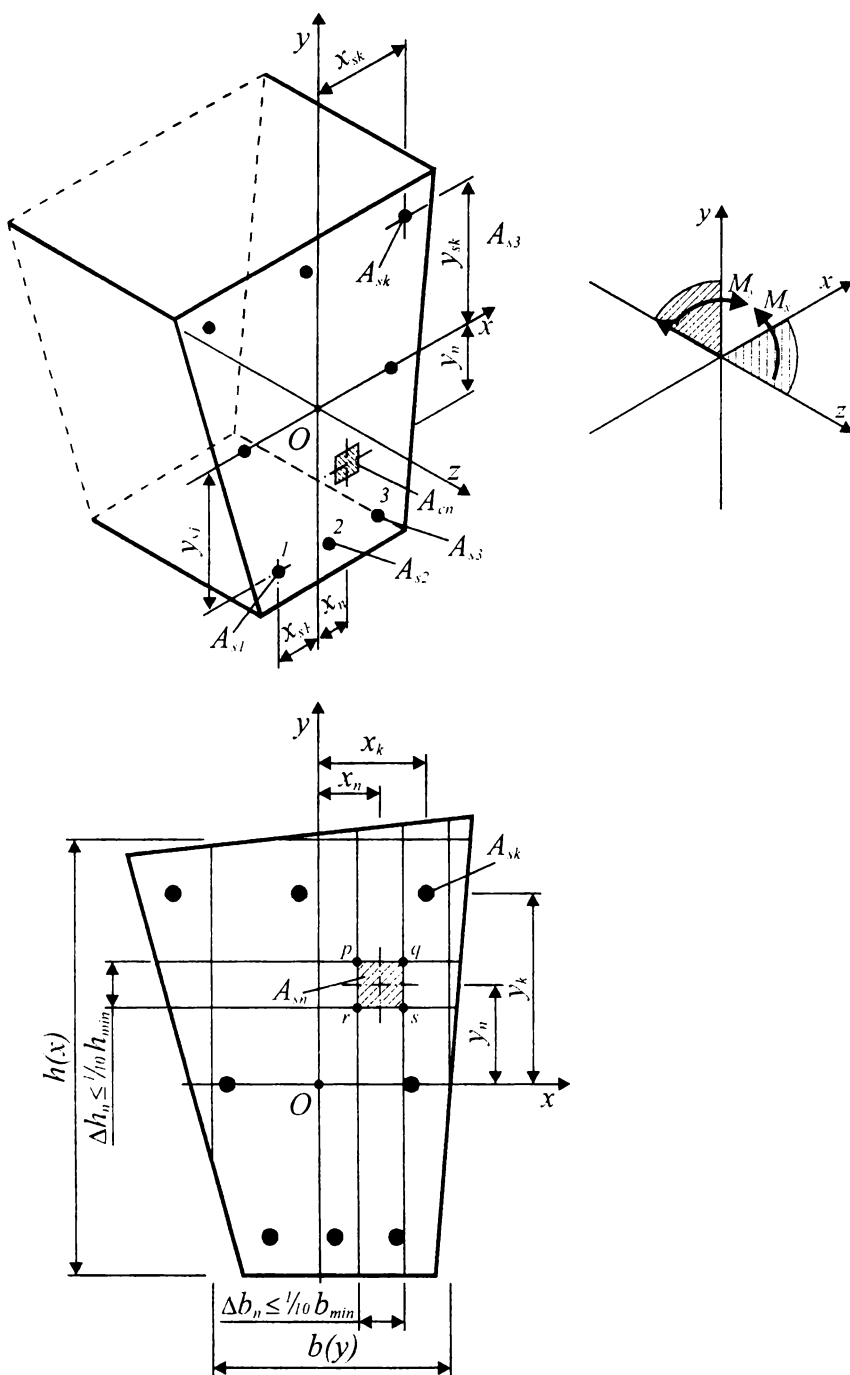


Рис. 6.116.

Разбиение поперечного сечения на элементарные участки при расчете на действие изгибающих моментов и продольных сил

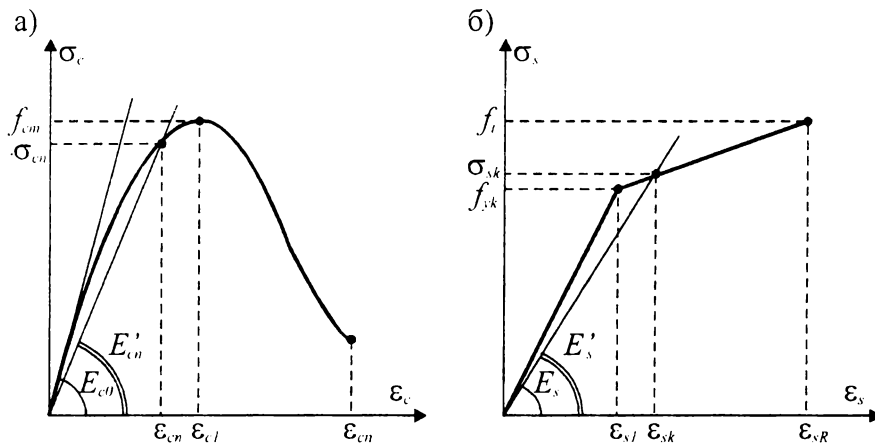


Рис. 6.12.

К определению секущих модулей упругости для бетона (а) и арматуры (б)

$$\sigma_{cn}(\varepsilon_c) = E'_{cn} \varepsilon_{cn}; \quad (6.14)$$

$$\sigma_{sk}(\varepsilon_s) = E'_{sk} \varepsilon_{sk}; \quad (6.15)$$

где E'_{cn} , E'_{sk} – численные значения модуля деформаций соответственно для бетона и арматуры, определяемые из диаграммы деформирования (рис. 6.2а,б) на соответствующем уровне нагружения.

С учетом уравнений (6.14) и (6.15) условия равновесия (6.11)..(6.13) запишутся в виде:

$$\sum_n \varepsilon_{cn} E'_{cn} A_{cn} + \sum_k \varepsilon_{sk} E'_{sk} A_{sk} = N_{Sd}; \quad (6.16)$$

$$\sum_n \varepsilon_{cn} E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_k \varepsilon_{sk} E'_{sk} A_{sk} x_k = M_x; \quad (6.17)$$

$$\sum_n \varepsilon_{cn} E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k \varepsilon_{sk} E'_{sk} A_{sk} y_k = M_y. \quad (6.18)$$

Подставив в условия равновесия сечения (6.16)..(6.18) уравнения, описывающие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре, получаем:

$$\sum_n (\varepsilon_z + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n) E'_{cn} A_{cn} + \sum_k (\varepsilon_z + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k) E'_s A_{sk} = N_{Sd} \quad (6.19)$$

$$\sum_n (\varepsilon_z + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n) E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_k (\varepsilon_z + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k) E'_s A_{sk} x_k = M_x \quad (6.20)$$

$$\sum_n (\varepsilon_z + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n) E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k (\varepsilon_z + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k) E'_s A_{sk} y_k = M_y \quad (6.21)$$

Выполняя преобразования для уравнения (6.19), получаем:

$$\begin{aligned} & \sum_n \varepsilon_z E'_{cn} A_{cn} + \sum_n \varphi_x x_n E'_{cn} A_{cn} + \sum_n \varphi_y y_n E'_{cn} A_{cn} + \\ & + \sum_k \varepsilon_z E'_s A_{sk} + \sum_n \varphi_x x_k E'_s A_{sk} + \sum_n \varphi_y y_k E'_s A_{sk} = N_{Sd} \end{aligned}$$

Либо:

$$\varepsilon_z \left(\sum_n E'_{cn} A_{cn} + \sum_n E'_s A_{sk} \right) + \varphi_x \left(\sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_n E'_s A_{sk} x_k \right) + \varphi_y \left(\sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_n E'_s A_{sk} y_k \right) = N_{Sd}$$

Выполняя аналогичные преобразования уравнений для (6.20) и (6.21), получаем систему расчетных уравнений относительно неизвестных ε_z , φ_x , φ_y :

$$R_{1,1}z + R_{1,2}\varphi_x + R_{1,3}\varphi_y = N_{Sd}; \quad (6.22)$$

$$R_{2,1}z + R_{2,2}\varphi_x + R_{2,3}\varphi_y = M_x; \quad (6.23)$$

$$R_{3,1}z + R_{3,2}\varphi_x + R_{3,3}\varphi_y = M_y; \quad (6.24)$$

где:

$$R_{1,1} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} + \sum_k E'_s A_{sk} - \quad (6.25)$$

осевая жесткость, зависящая от уровня нагружения и геометрических характеристик сечения;

$$R_{1,2} = R_{2,1} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_k E'_s A_{sk} x_k - \quad (6.26)$$

изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольного сжатия (растяжения) и изгиба по направлению оси x ;

$$R_{2,2} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n^2 + \sum_k E'_s A_{sk} x_k^2 - \quad (6.27)$$

изгибная жесткость в направлении оси x ;

$$R_{1,3} = R_{3,1} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k E'_s A_{sk} y_k - \quad (6.28)$$

изгибно-осевая жесткость по направлению оси y ;

$$R_{2,3} = R_{3,2} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n y_n + \sum_k E'_s A_{sk} x_k y_k - \quad (6.29)$$

жесткость, отражающая взаимное влияние изгиба в направлении осей x и y ;

$$R_{3,3} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n^2 + \sum_k E'_s A_{sk} y_k^2 - \quad (6.30)$$

изгибная жесткость в направлении оси y .

Систему уравнений (6.22)..(6.24) удобно решать в матричной форме:

$$\begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_x \\ \varphi_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_{Sd,z} \\ N_x \\ N_y \end{Bmatrix} \quad (6.31a)$$

либо в общем виде:

$$\{F\} = [R(\{F\}, S)] \times \{U(\{F\}, S)\}, \quad (6.316)$$

где: $\{F\} = \{N_{sd,z}, M_x, M_y\}^T$ – вектор-столбец усилий, вызванных действием расчетных воздействий в рассматриваемом сечении конструкции;

$\{U(\{F\}, S)\} = \{\varepsilon_z, \varphi_x, \varphi_y\}^T$ – вектор-столбец относительных деформаций, являющихся функцией от уровня нагружения $\{F\}$ и геометрических характеристик сечения S ;

$[R(\{F\}, S)]$ – матрица жесткостей для рассматриваемого сечения, компоненты которой, определяемые по ф. (6.25)..(6.29), являются функцией внешних сил $\{F\}$, геометрических характеристик сечения и корректируются в зависимости от уровня нагружения;

ε_z – относительная продольная деформация (по линии продольной оси z элемента);

φ_x, φ_y – кривизны продольной оси элемента в плоскостях, совпадающих с осями x и y .

В коэффициенты R_{ij} при неизвестных $\varepsilon_z, \varphi_x, \varphi_y$ входят переменные модули деформаций E'_{cn} и E'_s , зависящие от уровня нагружения конструкций, т.е. достигнутого напряженно-деформированного состояния в рассматриваемой элементарной площадке сечения. Поэтому систему уравнений (6.22)..(6.24) решают методом итераций.

Параметры деформированного состояния сечения $\varepsilon_z, \varphi_x, \varphi_y$ при заданных геометрических характеристиках и компонентах вектора внешних усилий $\{N_{sd,z}, M_x, M_y\}^T$ на промежуточной итерации « i » определяются из решения системы уравнений (6.30):

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_x \\ \varphi_y \end{Bmatrix}_i = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix}_{(i-1)}^{-1} \times \begin{Bmatrix} M_{sd,z} \\ N_x \\ N_y \end{Bmatrix}, \quad (6.32)$$

где $[R]^{-1}$ – матрица, обратная матрице $[R]$, определяемая:

$$[R]^{-1} = \frac{1}{\det R} \begin{bmatrix} A_{1,1} & A_{1,2} & A_{1,3} \\ A_{2,1} & A_{2,2} & A_{2,3} \\ A_{3,1} & A_{3,2} & A_{3,3} \end{bmatrix}, \quad (6.33)$$

здесь: $\det R$ – определитель матрицы $[R]$;

A_{ij} – алгебраические дополнения элементов R_{ij} матрицы жесткостей $[R]$.

Итерационный расчет может быть выполнен в следующей последовательности.

Из решения системы уравнений (6.32) при условии, что на первой итерации принимают $E'_{cn} = E_{cm}$, $E'_s = E_s$ (где E_{cm}, E_s – средние значения модулей упругости

для бетона и арматуры, принимаемые в соответствии с указаниями главы 4), определяют компоненты вектора перемещений $\{\varepsilon_z, \varphi_x, \varphi_y\}_I^T$ и по ф. (6.7а), (6.7б) рассчитывают деформации ε_{cn} , ε_{sk} для каждой элементарной площадки бетона A_{cn} и арматурного стержня A_{sk} .

Используя диаграммы деформирования для бетона и арматуры (см. рис. 6.2) по установленным относительным деформациям рассчитывают напряжения, действующие по элементарным участкам бетона σ_{cn} и в арматурных стержнях σ_{sk} .

При известных значениях напряжений, действующих на элементарных площадках бетона и в арматурных стержнях рассчитывают внутренние усилия, действующие в сечении, используя уравнения (6.11)..(6.13).

Рассчитывают вектор разностей

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_{Sd.z} \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix}_{calc} - \begin{Bmatrix} N_{Sd.z} \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix}, \quad (6.34)$$

где $\{N_{Sd.z}, M_x, M_y\}_{calc}^T$ – вектор внутренних усилий, определенных расчетом после первой итерации.

Если вектор разностей $\{R\}$ близок к нулю (при назначенной степени точности вычислений), то расчет можно считать завершенным. Если это условие не выполняется, необходимо произвести корректировку элементов матрицы жесткостей с учетом достигнутого напряженно-деформированного состояния сечения. Текущие значения модулей деформаций для элементарных участков бетона и арматурных стержней определяют по формулам:

$$E'_{cn} = \frac{\sigma_{cn}}{\varepsilon_{cn}}; E'_{sk} = \frac{\sigma_{sk}}{\varepsilon_{sk}}, \quad (6.35)$$

где σ_{cn} , σ_{sk} – соответственно напряжения в «n»-ом элементарном участке бетона и «k»-ом арматурном стержне, рассчитанные из диаграмм деформирования для материалов (см. рис. 6.12) при полученных $(i-1)$ итерации значениях деформаций ε_{cn} и ε_{sk} .

Положение нейтральной оси, определяющей границу сжатой зоны сечения, определяют из уравнения:

$$\varepsilon_z + \varphi_x x + \varphi_y y = 0. \quad (6.36)$$

При установленном положении нейтральной оси и скорректированных значениях модулей деформаций E'_{cn} и E'_{sk} по ф. (6.25)..(6.26) повторно рассчитывают численные значения элементов матрицы жесткостей $[R]$.

Используя итерацию Ньютона-Рафсона можно записать:

$$[R]_{cor} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\varphi_x \\ \Delta\varphi_y \end{Bmatrix}_I^T = - \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix}, \quad (6.37)$$

где: $[R]_{cor}$ – матрица жесткостей для сечения, скорректированная после первой итерации;
 $\{\Delta\varepsilon_z, \Delta\varphi_x, \Delta\varphi_y\}_I^T$ – вектор приращений деформаций.

Тогда:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\varphi_x \\ \Delta\varphi_y \end{Bmatrix}_I = - \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix}_{cor}^{-1} \times \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix}, \quad (6.38)$$

Из решения системы уравнений (6.38) получают вектор приращения деформаций $\{\Delta\varepsilon_z, \Delta\varphi_x, \Delta\varphi_y\}_I^T$ и далее определяют параметры деформированного состояния сечения после корректировки жесткостных характеристик:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_x \\ \varphi_y \end{Bmatrix}_i = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_x \\ \varphi_y \end{Bmatrix}_{(i-1)} + \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\varphi_x \\ \Delta\varphi_y \end{Bmatrix}. \quad (6.39)$$

При вновь установленных параметрах деформированного состояния сечения $\{\Delta\varepsilon_z, \Delta\varphi_x, \Delta\varphi_y\}_i$ повторно по ф. (6.7а,б) рассчитывают относительные деформации для «*n*» элементарных участков бетона и «*k*» арматурных стержней. Используя аналитические описания диаграммы деформирования определяют напряжения, действующие в сечении, вычисляют вектор разностей $\{R\}$ и проверяют условие:

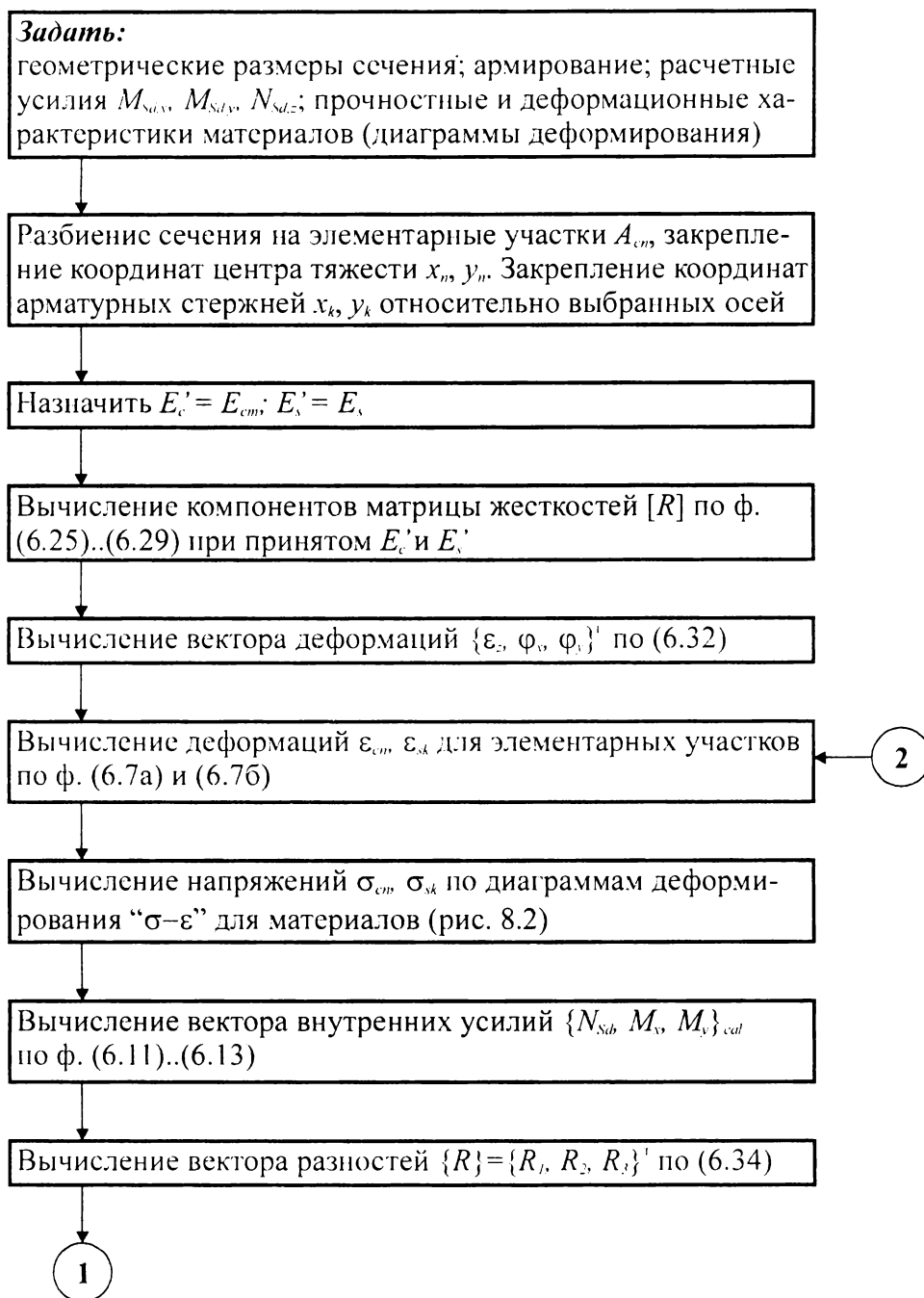
$$\{R\} \leq \{R\}_{lim}, \quad (6.40)$$

где $\{R\}_{lim}$ – вектор допустимых разностей исходя из назначенной точности вычислений.

Количество итераций, необходимых для отыскания решения зависит от заданной степени точности и начальных условий задачи. Решение подобных задач достаточно детально рассмотрено в целом ряде работ, например [25], и может быть легко реализовано при использовании специальных математических пакетов. В Республике Беларусь расчет железобетонных конструкций по общей деформационной модели реализован в программном комплексе «БЕТА», разработанном Полоцким Государственным Университетом (*проф. Лазовский Д.Н., доц. Глухов Д.О.*), в качестве приложения к СНБ 5.03.01 [1].

Для рассчитанных параметров деформированного состояния проверяют выполнение критериев наступления предельного состояния, представленных в разделе 6.3.

Для наиболее распространенного типа задач, рассматривающих сечения, имеющие хотя бы одну ось симметрии, в плоскости которой действуют расчетные усилия (момент одного из направлений и продольная сила), исходная система уравнений значительно упрощается. Так при совместном действии продольной силы (растягивающей или сжимающей) $N_{Sd,z}$ и изгибающего момента, например, $M_{Sd,y}$, исходные уравнения (в силу симметрии сечения) получают вид:



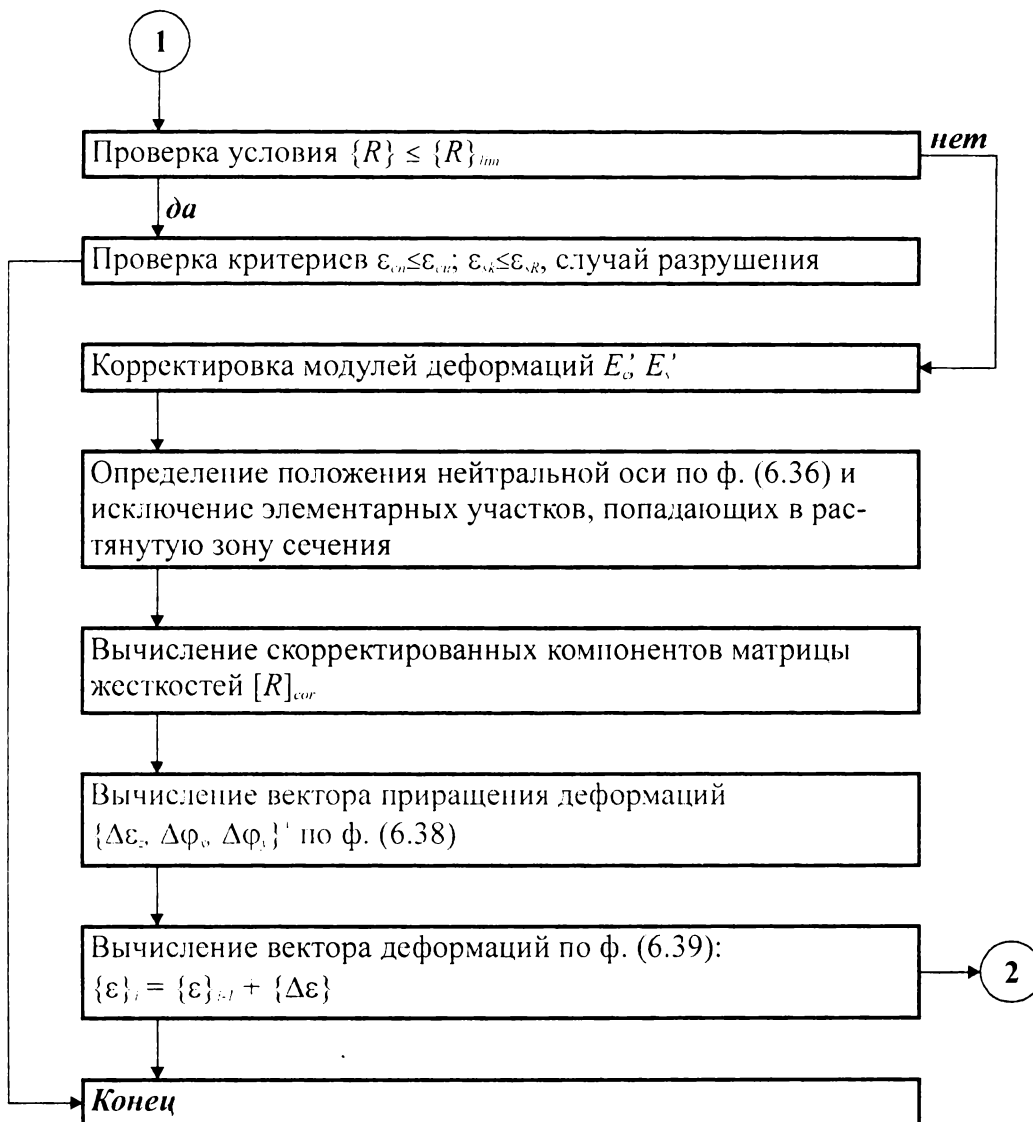


Рис. 6.13.

Алгоритм расчета нормального сечения при действии изгибающих моментов и продольных сил

$$\begin{Bmatrix} N_{Sd,z} \\ M_{Sd,y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,3} \\ R_{3,1} & R_{3,3} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_y \end{Bmatrix}, \quad (6.41)$$

а в случае действия только изгибающего момента:

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ M_{Sd,y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,3} \\ R_{3,1} & R_{3,3} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_y \end{Bmatrix}. \quad (6.42)$$

Уравнения распределения деформаций по высоте нормального сечения для случая расчета изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов имеют вид:

$$\varepsilon_{cn} = \varepsilon_z + \varphi_y y_n, \quad (6.43)$$

$$\varepsilon_{sk} = \varepsilon_z + \varphi_y y_k. \quad (6.44)$$

Вектор перемещений на «*i*»-ой итерации определяют:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_y \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det R} \begin{bmatrix} R_{3,3} & R_{3,1} \\ R_{1,3} & R_{1,1} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} N_{Sd,z} \\ M_y \end{Bmatrix}, \quad (6.45)$$

где $\det R = R_{1,1}R_{3,3} - R_{1,3}^2$.

Расчет прочности выполняют по итерационному алгоритму, описанному ранее (см. рис. 6.13).

Для случая симметричных сечений простой формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые, круглые) расчетные процедуры могут быть еще более простыми. Как трудоемкость и продолжительность расчета, так и его точность зависят с одной стороны от обоснованного выбора аналитического описания диаграмм деформирования и назначения их параметрических точек, а с другой – от способа разбиения сечения на отдельные элементарные поля (конечные элементы).

В случаях, когда при расчете прочности сечений простой формы при действии продольных сил и изгибающих моментов используют упрощенные расчетные диаграммы деформирования материалов (например, линейно-параболическая или билинейная, см. рис. 4.17), решение может быть получено по итерационному алгоритму без разбиения нормального сечения на конечные элементы (элементарные поля бетона). В этом случае принимают следующий порядок действий.

1. В расчетном сечении (рис. 6.14) назначают начальное положение нейтральной оси. В первом приближении при расчете железобетонных конструкций исходя из условия, обеспечивающего возможность перераспределения изгибающих моментов, высота сжатой зоны сечения может быть назначена из условий:

– для бетонов класса не более $C^{35}/45$

$$x_{(l)} \leq 0,45d; \quad (6.46)$$

– для бетонов класса более $C^{35}/45$

$$x_{(l)} \leq 0,35d, \quad (6.47)$$

где d – рабочая высота сечения, определяемая как расстояние от центра тяжести наиболее растянутой арматуры до наиболее сжатой грани сечения.

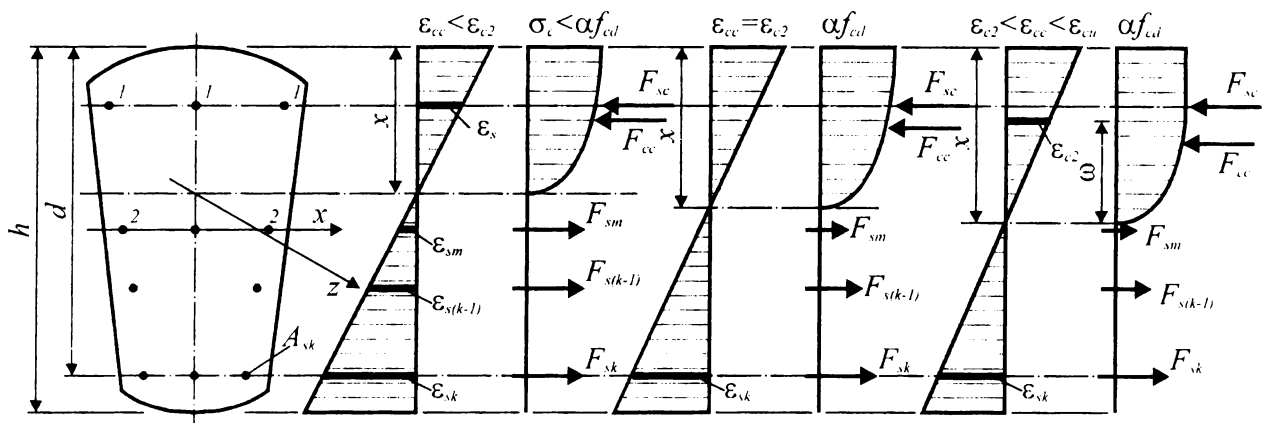


Рис. 6.14.

Характерные случаи распределения напряжений по высоте сжатой зоны бетона в зависимости от положения нейтральной оси в сечении при использовании линейно-параболической диаграммы.

2. Назначают начальную величину относительной деформации наиболее сжатой грани сечения ε_{cc} . В первом приближении относительная деформация наиболее сжатой грани сечения может быть принята

$$\varepsilon_{cc(l)} = 0,5\varepsilon_{cu}, \quad (6.48)$$

где ε_{cu} – предельная деформация для бетона соответствующего класса по прочности на сжатие, принимаемая по табл. 4.3.

3. Относительные деформации арматуры, располагаемой по высоте расчетного нормального сечения (рис. 6.14), рассчитывают по формуле:

$$\varepsilon_{sk} = \varepsilon_{cc} + y'_k \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{x} \right), \quad (6.49)$$

где y'_k – расстояние от наиболее сжатой грани до центра тяжести « k »-го стержня арматуры по высоте сечения.

4. Определяют усилия в « k »-ом стержне арматуры

$$\begin{aligned} F_{sk} &= \varepsilon_{sk} E_s A_{sk} \quad \text{если } \varepsilon_{sk} \leq \varepsilon_{sy} \\ F_{sk} &= f_{yd} A_{sk} \quad \text{если } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{sk} \leq \varepsilon_{sR,u} \end{aligned} \quad (6.50)$$

5. Используя диаграмму деформирования для бетона определяют равнодействующую усилий F_{cc} в сжатом бетоне. В общем случае

$$F_{cc} = \int_0^x \sigma_c(\varepsilon_c) b(y) dy. \quad (6.51)$$

Положение точки приложения равнодействующей F_{cc} относительно нейтральной оси сечения в общем случае определяют:

$$y_c = \frac{\int_0^x y \sigma_c(\varepsilon_c) dy}{\int_0^x \sigma_c(\varepsilon_c) dy}. \quad (6.52)$$

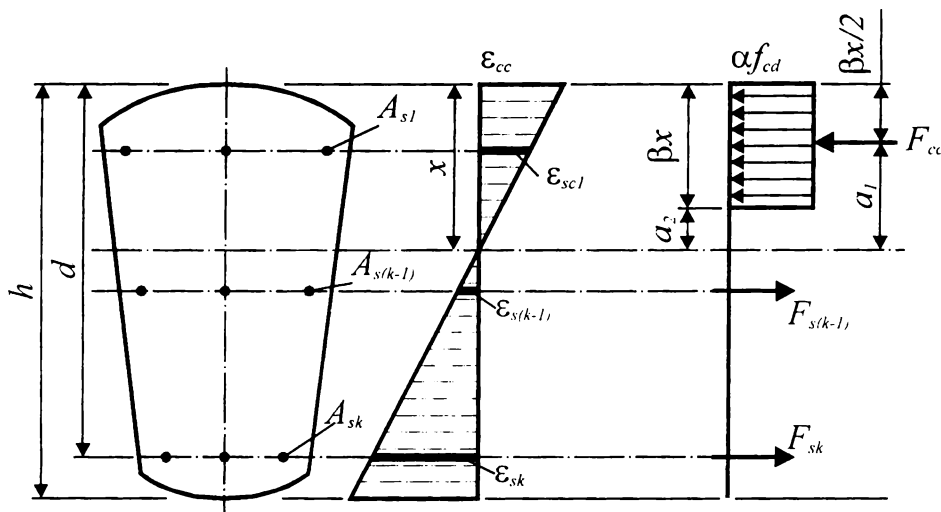


Рис. 6.15.

К расчету прочности сечений при прямоугольном блоке напряжений в сжатой зоне.

Так, при использовании линейно-параболической диаграммы деформирования (см. рис. 6.14) равнодействующую F_{cc} в общем случае рассчитывают интегрированием по высоте сжатой зоны сечения:

$$F_{cc} = \int_0^w \alpha f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(y)}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] b(y) dy + \int_w^x \alpha f_{cd} (x - \omega) b(y) dy, \quad (6.53)$$

где w – расстояние от нейтральной оси до точки сжатой зоны, в которой относительная деформация $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$ (ε_{c2} – относительная деформация в пиковой точке диаграммы деформирования, определяемая по табл. 4.3 в зависимости от класса бетона по прочности при сжатии).

При этом в зависимости от положения нейтральной оси можно рассмотреть три характерных случая распределения напряжений в сжатой зоне сечения, показанные на рис. 6.14.

В табл. 6.1 приведены формулы для определения величины равнодействующей F_{cc} и точки ее приложения a_1 в сжатой зоне сечения при характерных распределениях напряжений (рис. 6.14) для прямоугольных сечений ($b = const$) из бетонов классов $C^{12}/_{15}$.. $C^{50}/_{60}$ (при показателе степени $n = 2$ по табл. 4.3).

При использовании прямоугольного блока напряжений в сжатой зоне сечения (рис. 6.15) процедура вычисления равнодействующей в сжатой зоне бетона существенно упрощается.

При переменной ширине сечения $b = b(y)$ в общем случае:

$$F_{cc} = \int_{a_2}^{\beta x} \alpha f_{cd} \beta x b(y) dy. \quad (6.54)$$

Для прямоугольного сечения (при $b = const$):

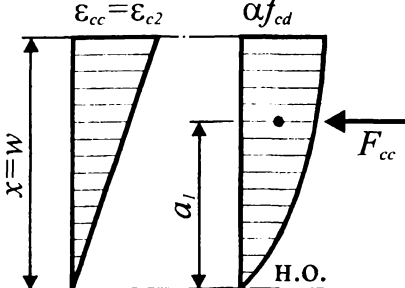
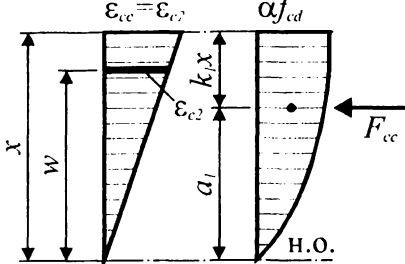
$$F_{cc} = \alpha f_{cd} \beta x b. \quad (6.55)$$

Таблица 6.1.

Формулы для определения равнодействующей усилий в сжатом бетоне F_{cc} и ее положения в сжатой зоне прямоугольного сечения ($b = const$) (линейно-параболическая диаграмма для бетонов классов $C^{12/15}..C^{50/60}$)

Параметры напряженно-деформированного состояния сжатой зоны сечения		Равнодействующая сжимающих усилий F_{cc}	Расстояние от нейтральной оси до точки приложения равнодействующей F_{cc}
1	2	3	4
$x < w$		$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \left(\eta - \frac{1}{3} \eta^2 \right),$ $\eta = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c2}}$	$\frac{x \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{4} \eta \right)}{1 - \frac{\eta}{3}},$ $\eta = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c2}}$

Окончание таблицы 6.1.

1	2	3	4
$x = w$		$\frac{2}{3} x \alpha f_{cd} b$	$a_1 = \frac{5}{8} x$
$x > w$		$\alpha f_{cd} \left[\frac{2}{3} w + (x - w) \right] b$	$a_1 = x - k_2 x$

Расстояние от нейтральной оси до точки приложения равнодействующей в сжатом бетоне:

$$a_1 = x - \frac{\beta x}{2}. \quad (6.56)$$

Значения коэффициентов α и β , принятых в различных нормах проектирования представлены в табл. 6.2.

Таблица 6.2.

Параметры прямоугольного блока напряжений в сжатой зоне

Параметр	Нормативный документ		
	СНБ 5.03.01 [1], ЕС-2 [6], DIN 1045 [11]	CSA A23.3-94 [17]	ACI 318-95 [12]
α	0,85	$0,85 - 0,0015 f'_c \geq 0,67$	0,85
β	0,8	$0,97 - 0,0025 f'_c \geq 0,67$	$1,09 - 0,008 f'_c$ $0,65 \leq \beta \leq 0,85$
$\varepsilon_{cu}, \%$	3,5	3,5	3,0

Использование прямоугольной эпюры распределения напряжений взамен линейно-параболической несущественно снижает точность вычислений при расчете сечений простой геометрической формы, для которых расчетные усилия действуют в плоскости симметрии сечения. В табл. 6.3 представлены формулы для вычисления равнодействующей в сжатой зоне бетона прямоугольного сечения F_{cc} и плеча внутренней пары сил z для бетонов классов $C^{12}/_{15}..C^{50}/_{60}$ при расчетных параметрах прямоугольного блока $\alpha = 0,85$; $\beta = 0,8$.

Таблица 6.3.

Сравнение величин равнодействующей в сжатом бетоне F_{cc} и плеча внутренней пары сил z при расчете прямоугольного сечения [37]

Расчетная диаграмма	Равнодействующая усилий обжатия F_{cc}	Плечо внутренней пары сил z
Линейно-параболическая	$0,459 f_{ck} b x$	$d - k_2 x \approx d - 0,416 x$
Прямоугольная	$0,454 f_{ck} b x$	$d - 0,5 \cdot 0,8 x = d - 0,4 x$

Как видно из сравнения, представленного в табл. 6.3, применение прямоугольного блока напряжений практически не изменяет точности расчета в случае прямоугольных сечений. Аналогичный результат имеет место и при расчете тавровых и двутавровых сечений.

6. При высоте сжатой зоны (положении нейтральной оси), принятой в первой итерации, проверяют условия равновесия, взяв проекцию всех сил на продольную ось элемента:

$$F_{cc} + \sum_k F_{sk} + N_{Sd,z} = 0. \quad (6.57)$$

Если условие (6.57) не выполняется, принимают новое положение нейтральной оси сечения и расчет повторяют, начиная от п. 3, при заданной в первой итерации деформации наиболее сжатой грани сечения (ϵ_{cc}).

7. Если условие (6.57) выполняется, проверяют условие равновесия моментов относительно выбранной оси по высоте сечения. В общем случае при армировании, распределенном по сечению, условия равновесия моментов составляют относительно нейтральной оси сечения. В случае если арматура сосредоточена у наиболее растянутой грани, условия равновесия удобно составлять относительно ее центра тяжести. Такой подход используется при построении упрощенных практических методов расчета прочности нормальных сечений с целью исключения одного неизвестного в расчетных уравнениях. В общем случае условия равновесия моментов можно записать:

$$F_{cc}y_c + \sum_k F_{sk}y_k + (M_{Sd,y} + N_{Sd,z}e_y) = 0, \quad (6.58)$$

где: y_c, y_k – расстояния от выбранной моментной оси до равнодействующей усилий в бетоне и до « k »-го арматурного стержня в сечении;

e_y – эксцентриситет приложения силы $N_{Sd,z}$ относительно выбранной моментной оси.

8. Если условие (6.58) не выполняется, необходимо назначить новое значение относительной деформации наиболее сжатой грани сжатой зоны сечения ϵ_{cc} с шагом $\Delta\epsilon = (5..10) \cdot 10^{-5}$, проверяя условие $\epsilon_{cc} \leq \epsilon_{cu}$, и возвратиться к п. 2.
9. Установленные расчетом параметры деформированного состояния при выполненном условии (6.58) необходимо сравнить с предельными значениями:

$$\epsilon_{cc} \leq \epsilon_{cu} \quad (6.59a)$$

$$\epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sR} = 10 \text{ ‰}. \quad (6.59б)$$

Если при проверке условий (6.59) окажется, что $\epsilon_{cc} \geq \epsilon_{cu}$, а $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$ – разрушение сечения происходит по бетону сжатой зоны в результате достижения предельных относительных деформаций сжатия бетона ϵ_{cu} . При этом растянутая арматура в сечении полностью не используется.

Если имеет место обратная ситуация ($\epsilon_{cc} < \epsilon_{cu}$, а $\epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sR}$), то разрушение сечения произойдет по растянутой зоне, а в свою очередь полностью не используется сопротивление бетона.

Если в процессе вычислений при соответствующем сочетании усилий $N_{Sd,z(i)}$ и $M_{Sd,y(i)}$ будут превышены условия (6.59а) и (6.59б) до того, как будет выполнено условие равновесия (6.57), полученные усилия следует считать предельными для рассматриваемого сечения.

6.3. Упрощенные деформационные методы расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов при действии продольных усилий и изгибающих моментов

6.3.1. Предпосылки и допущения метода

Упрощенные или практические методы расчета прочности сечений при совместном действии продольных усилий (сжимающих или растягивающих) и изгибающих моментов применяют при проектировании железобетонных элементов, имеющих сечения простой симметричной геометрической формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней сечения. При этом расчетные усилия от внешних воздействий (N_{Sd} , M_{Sd}) действуют в плоскости симметрии сечения.

В общем случае при расчетах в рамках деформационной модели предельные усилия, которые способен воспринять железобетонный элемент в сечении с трещиной, определяют из совместного решения системы уравнений, включающей согласно [1]:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил;
- уравнения совместности деформаций, определяющие распределение деформаций в бетоне и арматуре по высоте нормального сечения;
- уравнений, устанавливающих связь между напряжениями и относительными деформациями для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования (см. главы 4, 5).

Расчет прочности нормальных сечений в рамках упрощенного варианта деформационной модели базируется на следующих предпосылках и допущениях:

1. В расчетных уравнениях равновесия не учитывают сопротивление бетона в растянутой зоне сечения.
2. Для расчетного нормального сечения выполняется гипотеза плоских сечений (гипотеза *Бернулли*) в соответствии с которой относительные деформации по высоте сечения изменяются пропорционально расстоянию от рассматриваемой фибры до нейтральной оси.
3. Деформации арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения (ϵ_{sc}) и окружающего ее бетона (ϵ_c) равны, т.е. оба материала деформируются совместно.
4. Напряжения и относительные деформации бетона и арматуры связаны соответствующими расчетными диаграммами деформирования « σ – ϵ » для материалов (рис. 6.16).

Критерием исчерпания прочности железобетонной конструкции по нормальному сечению при использовании деформационной расчетной модели принято условие достижения деформациями сжатого бетона (ϵ_{cc}) или растянутой арматуры (ϵ_{st}) их предельных значений, установленных нормативными документами [1, 6, 7] (см. табл. 4.3).

При этом предельные деформации бетона « $\epsilon_{c2,u}$ » при расчете прочности не должны превышать:

- а) для центральных сжатых сечений – 2,0 ‰;
- б) для изгибаемых и внецентренно сжатых сечений при двузначной эпюре напряжений – 3,5 ‰;

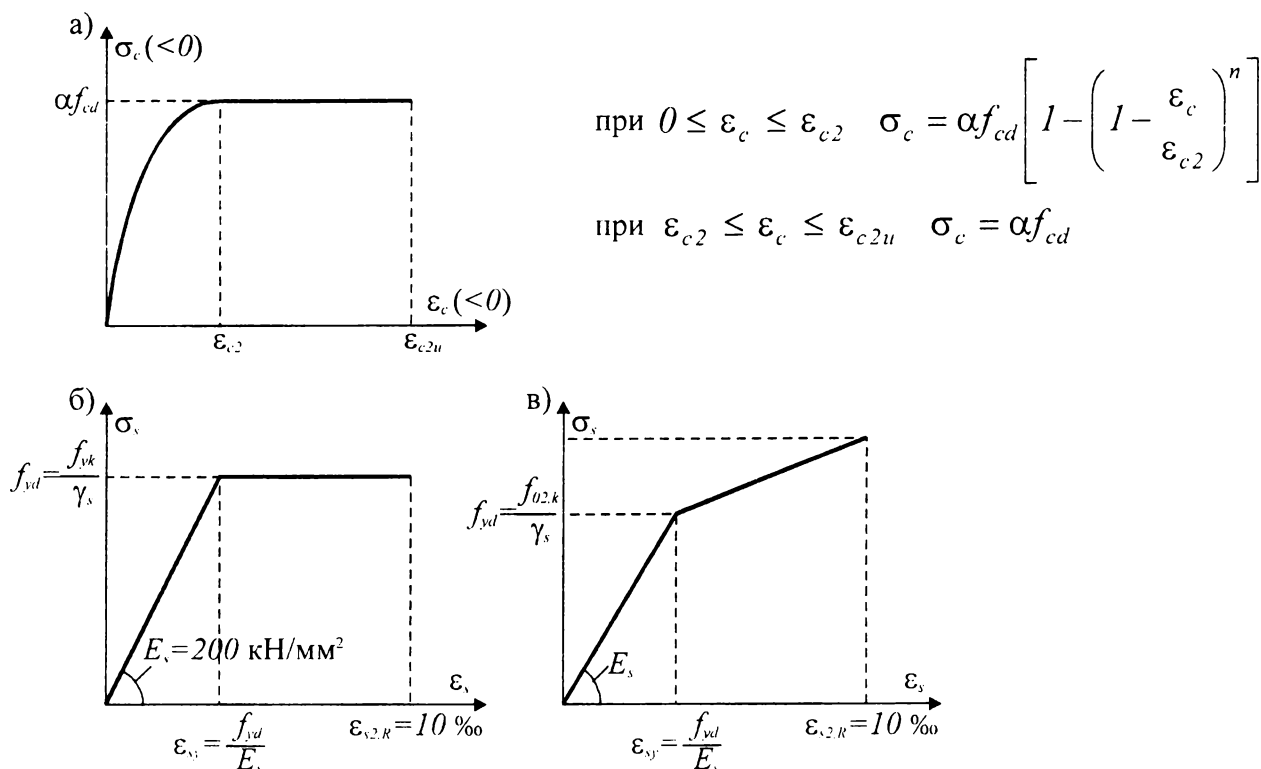


Рис. 6.16.

Расчетные диаграммы деформирования, применяемые при расчете прочности нормальных сечений

а) линейно-параболическая для сжатого бетона;

б) двучлинейная для арматурных сталей с физическим пределом текучести;

в) то же для арматурных сталей с условным пределом текучести.

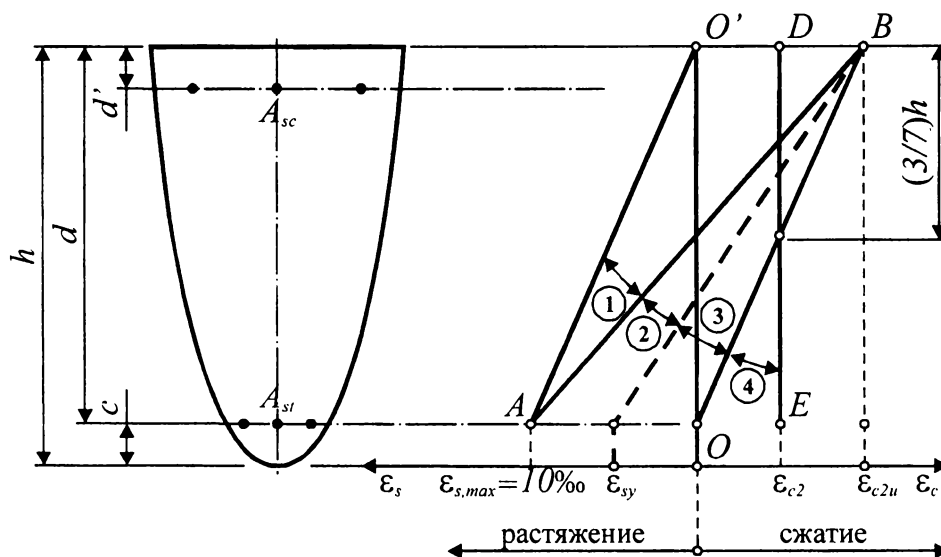


Рис. 6.17.

Расчетные схемы распределения деформаций в нормальном сечении железобетонного элемента при расчете его прочности по деформационной модели

DE – центральное сжатие с однозначной равномерной эпюрой напряжений;

OB – внецентренное сжатие с неравномерной однозначной эпюрой напряжений;

AB – изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение при двузначной эпюре напряжений;

AO – внецентренное растяжение при однозначной эпюре напряжений.

в) во всех промежуточных ситуациях следует принимать такое распределение относительных деформаций по высоте нормального сечения, при котором на уровне $(3/7)h$ от наиболее сжатой грани сечения относительные деформации не превышают $2,0 \text{ ‰}$ (рис. 6.17).

Характерные расчетные схемы распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения железобетонного элемента при расчете прочности с применением деформационной модели показаны на рис. 6.17.

Величину предельных относительных деформаций растянутой арматуры (критериальное значение) следует принимать согласно требованиям норм [1, 6]. При этом величина предельной относительной деформации должна удовлетворять условию:

$$\varepsilon_{st,u} = \varepsilon_{s2,R}, \text{ но не более } 10,0 \text{ ‰}, \quad (6.60)$$

где $\varepsilon_{s2,R}$ – предельные деформации растянутой арматуры.

Проф. А. Ланко [40] предлагает рассматривать четыре характерных области деформирования сечения (рис. 6.17) в зависимости от величины относительных деформаций, достигаемых в наиболее растянутой арматуре ε_s и сжатом бетоне ε_{cc} (см. табл. 6.4) при соответствующей системе усилий, прочностных и деформационных характеристиках материалов, геометрических характеристиках сечения. Представленное разделение на области деформирования позволяет на стадии проектирования оценить не только случай, по которому произойдет разрушение нормального сечения (по сжатой или растянутой зоне), но и проанализировать его напряженно-деформированное состояние.

Таблица 6.4.

Значения относительных деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона в характерных областях деформирования сечения согласно [40]

Обозначение области деформирования сечения	Относительные деформации [‰]		Примечание
	в растянутой арматуре A_{st}	в сжатом бетоне	
1a	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sR} = +10$	$\varepsilon_{cc} < -2,0$	Бетон в сжатой зоне полностью не используется, разрушение по растянутой зоне сечения
1b	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sR} = +10$	$2,0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c2,u}$	Бетон в сжатой зоне и арматура A_{st} используются полностью
2	$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} < +10$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2,u}$	
3a	$0 \leq \varepsilon_{st} < \varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2,u}$	Растянутая арматура A_{st} полностью не используется, разрушение по сжатой зоне сечения
3b	$\varepsilon_{st} < 0$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2,u}$	Арматура A_{st} (у менее сжатой грани сечения) сжата и не используется полностью
4	$-2,0 \leq \varepsilon_{st} < 0$	$-2,0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2,u}$	Арматура A_{st} сжата и может быть полностью использована

Как видно из табл. 6.4, если расчетное сечение работает в области деформирования 1 и 2, арматура в растянутой зоне используется полностью и разрушения следует ожидать по «растянутой зоне». В области 1а, характерной для слабоармированных элементов (когда коэффициент продольного армирования, определяемый как отношение площади арматуры к площади бетонного сечения, приближается к минимальному), либо когда предельное сопротивление элемента, обусловленное прочностными характеристиками бетона и геометрическими размерами сечения, существенно превышает величину действующих усилий, относительные деформации сжатого бетона не достигают предельных значений, т.е. бетон полностью не используется. Область деформирования 3 описывает переход через граничное состояние сечения, когда прочность бетона используется полностью, но растянутая арматура (менее сжатая) не достигает предельных относительных деформаций. В этом случае разрушение сечения следует ожидать по «сжатой зоне» в результате достижения предельных деформаций бетона (см. раздел 6.1). Помимо того, что названный случай приводит к неэкономичному проектированию конструкций, он является опасным, т.к. ведет к быстрому хрупкому разрушению сечения по сжатому бетону.

Очевидно, что наиболее рациональной расчетной ситуацией при проектировании изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов (работающих с двузначной эпюрой деформаций), является такая, при которой сечение с заданными геометрическими размерами, прочностными и деформационными характеристиками материалов и количеством армирования работает в области деформирования 2. Область деформирования 4 относится к работе сжатых элементов при однозначной эпюре деформаций, когда относительные деформации в менее сжатой арматуре ϵ_{st} достигают предельных значений (при сжатии).

Характерные эпюры распределения напряжений при расчете прочности, соответствующие выделенным областям деформирования сечения, показаны на рис. 6.18, 6.19.

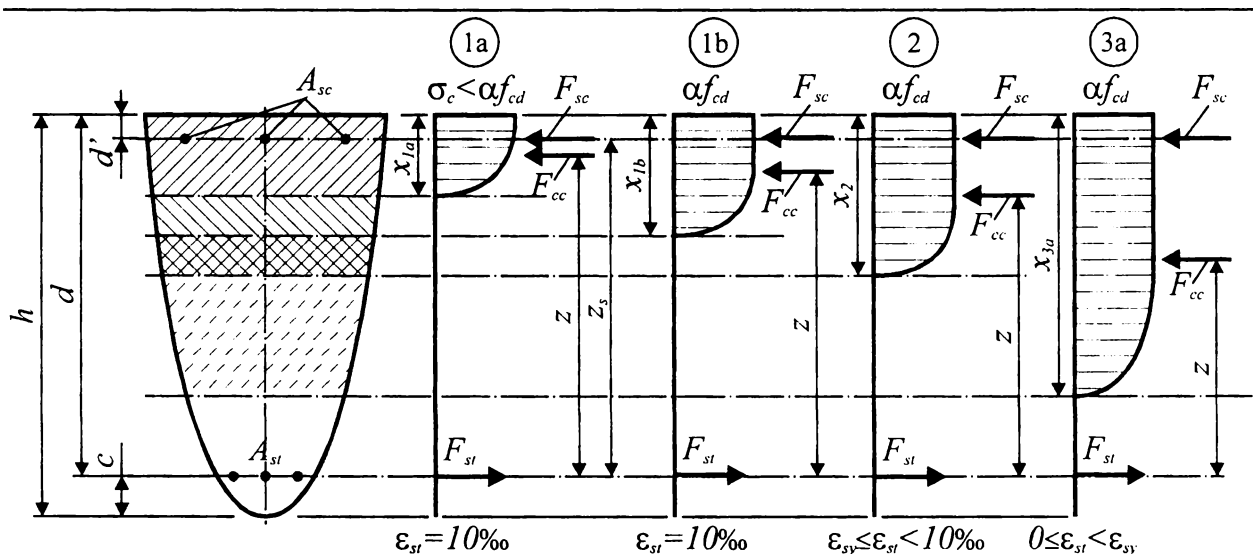


Рис. 6.18.

Распределение напряжений в расчетном нормальном сечении для характерных областей деформирования 1, 2, 3 согласно [40] при расчете прочности изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с двузначной эпюрой деформаций

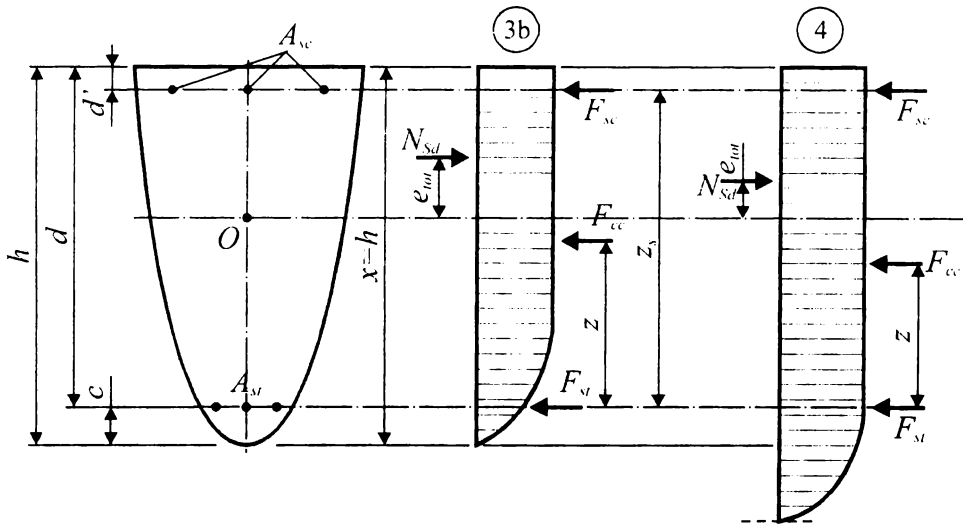


Рис. 6.19.

Распределение напряжений в расчетном нормальном сечении для характерных областей деформирования 3b, 4 согласно [40] при расчете прочности внецентренно сжатых элементов при однозначной неравномерной эпюре деформаций

Проектирование сечений при двузначной эпюре распределения относительных деформаций и напряжений в рамках упрощенной деформационной модели выполняются исходя из предпосылки о полном использовании прочности сжатого бетона и растянутой арматуры (область деформирования 2), что, по существу, означает реализацию принципа *А. Ф. Лолейта* в методе предельных усилий.

6.3.2. Изгибаемые железобетонные элементы

6.3.2.1. Прямоугольное сечение с одиночным армированием. В прямоугольном сечении с одиночным армированием расчетный момент M_{Sd} , вызванный действием внешней нагрузки, уравновешивается парой сил, составленной из равнодействующей напряжений в сжатой зоне бетона F_{cc} и усилиях в растянутой арматуре F_{st} (рис. 6.20). Условия равновесия для рассматриваемого случая имеют вид:

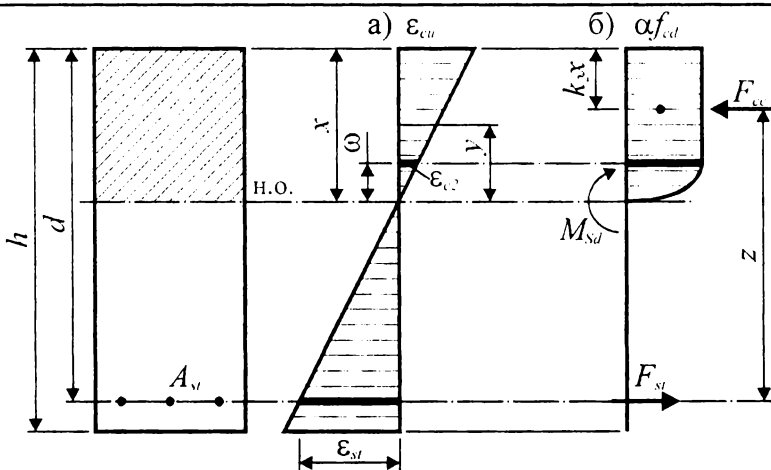


Рис. 6.20.

Схемы распределения относительных деформаций (а) и напряжений (б) при определении предельного момента для прямоугольного сечения с одиночным армированием

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot z = F_{st} \cdot z, \quad (6.61)$$

$$F_{cc} = F_{st}, \quad (6.62)$$

где F_{cc} – равнодействующая напряжений в сжатой зоне бетона;

F_{st} – усилие в растянутой арматуре;

z – плечо внутренней пары сил, определяемое как расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры и точкой приложения равнодействующей в сжатой зоне бетона.

При расчете прочности прямоугольного сечения с одиночным армированием необходимо в первую очередь определить величину равнодействующей в бетоне сжатой зоны сечения и ее точку приложения в пределах сжатой зоны.

При использовании для расчета прочности прямоугольного сечения расчетной линейно-параболической диаграммы, связывающей напряжения и деформации (см. рис. 6.1ба), усилие в сжатой зоне может быть определено:

$$\begin{aligned} F_{cc} &= \int_0^{\omega} \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(y)}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] dy + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b(x - \omega) = \\ &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \left[\int_0^{\omega} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(y)}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] dy + b(x - \omega) \right]. \end{aligned} \quad (6.63)$$

Относительные деформации сжатой зоны сечения $\varepsilon_c(y)$ в интервале $0 \leq |\varepsilon_c(y)| \leq |\varepsilon_{c2}|$ определяются исходя из гипотезы плоского сечения

$$\varepsilon_c(y) = y \cdot \varphi, \quad (6.64)$$

где y – текущая координата фибры по высоте сжатой зоны, отсчитываемая от нейтральной оси сечения по направлению наиболее сжатой грани;

$\varphi = \varepsilon_{c2}/\omega$ – кривизна сечения с трещиной.

С учетом (6.64) уравнение (6.63) можно записать в виде:

$$F_{cc} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \left[\int_0^{\omega} \left[1 - \left(1 - \frac{y}{\omega} \right)^n \right] dy + b(x - \omega) \right].$$

Для вычисления равнодействующей F_{cc} в ряде случаев удобно воспользоваться средними напряжениями, равномерно распределенными по высоте сжатой зоны сечения x .

Как видно из схемы распределения напряжений (рис. 6.21), средние напряжения \bar{f}_c , действующие в сжатой зоне сечения, могут быть рассчитаны по формуле:

$$\bar{f}_c = \frac{S_{pqrs} - S_{rst}}{x}, \quad (6.65)$$

где: S_{pqrs} – площадь эпюры напряжений в предположении, что на всей высоте сжатой зоны $\sigma_c = \alpha f_{cd}$;

S_{rst} – площадь эпюры некоторых фиктивных напряжений, определяемая:

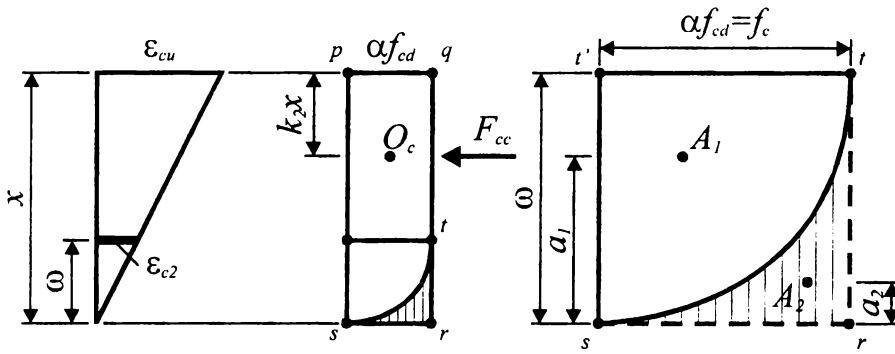


Рис. 6.21.

К определению параметров сжатой зоны сечения при применении линейно-параболической диаграммы деформирования

$$S_{rst} = S_{st't'} - S_{st't}.$$

Площадь эпюры напряжений $S_{st't'}$, заключенная под кривой, описываемой параболической частью диаграммы деформирования, определяется:

$$S_{st't} = \int_0^{\omega} \alpha \cdot f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{y}{\omega} \right)^n \right] dy, \quad (6.66)$$

а площадь $S_{st't'} = \omega \alpha f_{cd}$.

Тогда

$$\begin{aligned} A_2 &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot \omega - \int_0^{\omega} \alpha \cdot f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{y}{\omega} \right)^n \right] dy = \\ &= \alpha \cdot f_{cd} \left[\omega - \int_0^{\omega} \alpha \cdot f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{y}{\omega} \right)^n \right] dy \right]. \end{aligned} \quad (6.67)$$

Расстояние от нейтральной оси до точки, в которой относительные деформации $\varepsilon_c(y)$ становятся равными ε_{c2} , определяют из эпюры распределения деформаций (рис. 6.21)

$$\frac{x}{\varepsilon_{cu}} = \frac{\omega}{\varepsilon_{c2}} \Rightarrow \omega = x \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right). \quad (6.68)$$

Тогда средние напряжения в сжатой зоне сечения с учетом (6.65) и (6.67) в общем случае могут быть определены

$$\bar{f}_c = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot x - A_2}{x}. \quad (6.69)$$

В табл. 6.5 представлены значения коэффициентов K_{f1} , K_{f2} для расчета площади эпюры напряжений в сжатой зоне бетона на участке, где зависимость между напряжениями и деформациями описана параболой для различных классов бетона (при различных показателях степени « n »)

Таблица 6.5.

Геометрические характеристики параболического участка эпюры напряжений в сжатой зоне сечения для бетонов различных классов по прочности

	$C^{12/15} \div C^{50/60}$	$C^{55/67}$	$C^{60/75}$	$C^{70/85}$	$C^{80/95}; C^{90/105}$
n	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4
$K_{f1} = \frac{A_1}{\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd}}$	0,667	0,635	0,615	0,597	0,590
$K_{f2} = \frac{A_2}{\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd}}$	0,333	0,364	0,385	0,403	0,410
$K_{\omega1} = \frac{a_1}{\omega}$	0,625	0,595	0,576	0,559	0,552
$K_{\omega2} = \frac{a_2}{\omega}$	0,250	0,274	0,289	0,303	0,308

$$\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right].$$

Коэффициенты k_{f1} , k_{f2} , $k_{\omega1}$, $k_{\omega2}$ в табл. 6.5 получены интегрированием зависимости (6.66), связывающей напряжения и относительные деформации на участке $0 \leq y \leq \omega$.

Из табл. 6.5 площадь A_2 определяется:

$$A_2 = K_{f2} \omega \alpha f_{cd}. \quad (6.70)$$

Тогда с учетом (6.70) и (6.69)

$$\begin{aligned} \bar{f}_c &= \frac{\alpha f_{cd} x - K_{f2} \omega \alpha f_{cd}}{x} = \frac{\alpha f_{cd} x - \alpha f_{cd} \cdot K_{f2} (\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{cu}) x}{x} = \\ &= \alpha f_{cd} \left[1 - K_{f2} \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] = a_f \alpha f_{cd}, \end{aligned} \quad (6.71)$$

$$\text{где } a_f = \left[1 - K_{f2} \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right]. \quad (6.72)$$

Так, для бетонов классов по прочности $C^{12/15} \div C^{50/60}$ при $\varepsilon_{c2,u} = 3,5 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$; $K_{f2} = 0,333$ по формуле (6.72):

$$a_f = \left[1 - 0,333 \left(\frac{2}{3,5} \right) \right] = 0,8098 \approx 0,81$$

Тогда средние напряжения $\bar{f}_c = a_f \alpha f_{cd} = 0,81 \alpha f_{cd}$, при $\alpha = 0,85 \Rightarrow \bar{f}_c = 0,81 f_{cd}^{0,85}$.

В таблице 6.6 представлены значения коэффициента a_f для различных классов бетона по прочности.

Таблица 6.6.

Значения коэффициентов для определения средних напряжений в сжатой зоне бетона и точки приложения равнодействующей

	$C^{12}/_{15} \div C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
$\varepsilon_{c2}, \text{‰}$	-2,00	-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
$\varepsilon_{cu}, \text{‰}$	-3,5	-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
ω/x	0,571 → (4/7)	0,710	0,793	0,888	0,961	1,0
a_f	0,810	0,754	0,694	0,642	0,605	0,590
K_2	0,416	0,403	0,380	0,371	0,366	0,366
C_0	1,947	1,870	1,826	1,730	1,650	1,612

Точка приложения равнодействующей усилия в сжатой зоне сечения (см. рис. 6.21) в общем случае определяется:

$$y_c = (x - K_2 x) = \frac{\int_0^x \left[1 - \left(1 - \frac{y}{\omega} \right)^n \right] y dy}{\int_0^x \left[1 - \left(1 - \frac{y}{\omega} \right)^n \right] dy}. \quad (6.73)$$

При линейно-параболической диаграмме деформирования расстояние $(x - K_2 x)$ от нейтральной оси до точки приложения равнодействующей F_{cc} определим:

$$(x - K_2 x) = \frac{S_{pqrs} \frac{x}{2} - S_{rst} a_2}{f_c x}. \quad (6.74)$$

Принимая по табл. 6.5 значения $a_2 = K_{\omega 2} \omega$ получаем:

$$(x - K_2 x) = \frac{\alpha f_{cd} x \frac{x}{2} - \alpha f_{cd} K_{f2} \omega K_{\omega 2} \omega}{a_f \alpha f_{cd} x}. \quad (6.75)$$

Подставляя в (6.75) $\omega = \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) x$ и выполняя преобразования, получаем:

$$K_2 = 1 - \frac{0,5 - K_{f2} K_{\omega 2} \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right)^2}{a_f}.$$

Для бетонов классов по прочности при сжатии $C^{12}/_{15} \div C^{50}/_{60}$ при $\varepsilon_{c2,u} = 3,5 \text{‰}$, $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{‰}$; по табл. 6.5 $K_{f2} = 0,333$; $K_{\omega 2} = 0,25$; $a_f = 0,81$ получаем:

$$K_2 = 1 - \frac{0,5 - 0,333 \cdot 0,25 \left(\frac{2,0}{3,5} \right)^2}{0,81} = 0,416.$$

Аналогичным образом могут быть определены значения коэффициента K_2 для других классов бетона по прочности при сжатии. Значения коэффициента K_2 представлены в табл. 6.6.

При установленном значении средних напряжений и положении равнодействующей сжимающих усилий условие равновесия моментов относительно растянутой арматуры может быть записано:

$$M_{Sd} = a_f \alpha f_{cd} b x z. \quad (6.76)$$

Учитывая, что $z = d - K_2 x$ уравнение (6.76) можно представить в виде:

$$M_{Sd} = a_f \alpha f_{cd} b (d - z) \frac{1}{K_2} z \quad (6.77)$$

или

$$M_{Sd} = C_0 \alpha f_{cd} b (d - z) z, \quad (6.78)$$

где $C_0 = \frac{a_f}{K_2}$.

Обозначив $z/d = \eta$ и преобразовав уравнение (6.78) получаем:

$$\eta^2 - \eta + \frac{M_{Sd}}{C_0 \alpha f_{cd} b d^2} = 0.$$

Решая квадратное уравнение, получаем:

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}, \quad (6.79)$$

где $\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2}$.

При установленной величине плеча внутренней пары сил z определение высоты сжатой зоны не составляет труда:

$$\frac{x}{d} = (1 - \eta) \frac{1}{K_2}. \quad (6.80)$$

Относительные деформации растянутой арматуры определяют пользуясь гипотезой плоских сечений. Из схемы распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения (рис. 6.20а) получаем:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{st}}{d - x},$$

откуда

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d - x}{x} \right) = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d}{x} - 1 \right). \quad (6.81)$$

Либо, подставив x/d , определяемое по (6.80):

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu} \left[\frac{K_2}{1-\eta} - 1 \right]. \quad (6.82)$$

Если относительные деформации растянутой арматуры ε_{st} удовлетворяют условию

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{s2,R} \quad (6.83)$$

(т.е. сечение работает в области **2**), то арматура используется полностью и разрушение произойдет по растянутой зоне.

В противном случае, если условие (6.83) не выполняется, это означает, что растянутая арматура в сечении недоиспользуется и имеет место опасный случай разрушения по бетону сжатой зоны.

Граничное значение высоты сжатой зоны, при которой выполняется условие (6.83), определяют по формуле:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} d. \quad (6.84)$$

Для этого случая момент равнодействующей напряжений в бетоне сжатой зоны высотой x_{lim} относительно центра тяжести растянутой арматуры составит:

$$M_{Rd,lim} = a_f \alpha f_{cd} b d^2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \left[1 - K_2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right]. \quad (6.85)$$

Записав

$$\frac{M_{Rd,lim}}{\alpha f_{cd} b d^2} = a_f \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \left[1 - K_2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right], \quad (6.86)$$

получаем

$$\alpha_{m,lim} = a_f \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \left[1 - K_2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right]. \quad (6.87)$$

Так для бетонов классов по прочности при сжатии $C^{12}/_{15} \div C^{50}/_{60}$ ($\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$) и арматуры S500 $\left(\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{200 \cdot 10^3} = 2,25 \text{ ‰} \right)$ при $a_f = 0,81$, $K_2 = 0,416$ (по табл. 6.6), получаем:

$$\alpha_{m,lim} = 0,81 \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) \left[1 - 0,416 \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) \right] = 0,368.$$

а) Подбор арматуры

При условии, что $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$, из формулы (6.79) определяют плечо внутренней пары сил $z = \eta d$, а площадь арматуры в растянутой зоне определяют из условия

$$M_{Sd} = F_{st} z = f_{yd} A_{st} z. \quad (6.88)$$

Отсюда

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} z} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \eta d}. \quad (6.89)$$

б) Проверка прочности сечения

Проверку прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при расчете по методу предельных состояний производят из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}, \quad (6.90)$$

где: M_{Sd} – расчетный момент в рассматриваемом сечении, вызванный действием внешних нагрузок;

M_{Rd} – предельный момент, воспринимаемый сечением при заданных геометрических размерах, прочностных характеристиках бетона, количестве и размещении арматуры.

При заданных размерах сечения $b \times h$, площади растянутой арматуры A_{st} , прочностных и деформационных характеристиках материалов прочность проверяют в следующей последовательности. Определяют высоту сжатой зоны сечения в предположении, что относительные деформации растянутой арматуры и сжатого бетона достигают предельных значений. Из проекции всех сил на продольную ось элемента

$$F_{cc} = F_{st} \quad (6.91a)$$

или

$$a_f \alpha f_{cd} b x = f_{yd} A_{st} \quad (6.91b)$$

рассчитывают высоту сжатой зоны

$$x = \frac{f_{yd} A_{st}}{a_f \alpha f_{cd} b}. \quad (6.92)$$

Если при полученном значении x удовлетворяется условие (6.83), т.е. $x \leq x_{lim}$, прочность сечения определяют из уравнения моментов относительно растянутой арматуры

$$M_{Rd} = a_f \alpha f_{cd} b x z = a_f \alpha f_{cd} b x (d - K_2 x).$$

В случае, если условие (6.83) не выполняется, т.е. рассчитанное по (6.92) $x > x_{lim}$, прочность сечения допускается определять по предельному моменту, который способно воспринять сечение при $x = x_{lim}$

$$M_{Rd} = M_{Rd,lim} = \alpha_{m,lim} \alpha f_{cd} b d^2, \quad (6.93)$$

где $\alpha_{m,lim}$ – коэффициент, определяемый по (6.87).

Это упрощение дает некоторый запас прочности.

Если же для переармированного сечения условие прочности (6.90) не выполняется и при $M_{Rd} = M_{Rd,lim}$, определенному по формуле (6.93), необходимо прибег-

нуть к общему случаю расчета (см. раздел 6.2), определив фактическое распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении.

Для расчета прочности нормальных сечений прямоугольной формы удобно пользоваться таблицами, составленными проф. А. Лапко [40] (см. табл. 6.7).

В этом случае подбор растянутой арматуры для заданного усилия выполняют в следующей последовательности. Определяют значение коэффициента α_m по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} \quad (6.94)$$

и из табл. 6.7 определяют соответствующие значения коэффициентов ω и η .

Таблица 6.7.

Таблица для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения (бетон классов по прочности при сжатии $C^{12/15} \div C^{50/60}$) [40]

Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, %	
	$\xi = x/d$	$\omega = C_0(1-\eta)$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c (+)	растяжения в арматуре ε_{st} (+)
Область деформирования	2	3	4	5	6	7
Область 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,15	0,093	0,945	0,088	1,76	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
	Верхний предел для области 1a	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00
Область 1b	0,17	0,115	0,936	0,107	2,05	10,0
	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,19	0,136	0,927	0,135	2,35	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,21	0,157	0,917	0,144	2,66	10,0

Продолжение таблицы 6.7.

1	2	3	4	5	6	7
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,23	0,179	0,907	0,162	2,99	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
	0,25	0,200	0,897	0,179	3,33	10,0
Верхний предел для области 1b	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
	0,26	0,210	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,27	0,219	0,888	0,194	3,50	9,46
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,29	0,235	0,879	0,206	3,50	8,57
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,31	0,251	0,871	0,219	3,50	7,79
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,33	0,267	0,863	0,230	3,50	7,11
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,35	0,283	0,854	0,242	3,50	6,50
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,37	0,300	0,846	0,252	3,50	5,96
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,39	0,316	0,838	0,264	3,50	5,47
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,41	0,332	0,829	0,275	3,50	5,04
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
Область 2	0,43	0,348	0,821	0,286	3,50	4,64
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,45	0,364	0,813	0,296	3,50	4,28
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,47	0,380	0,805	0,306	3,50	3,95
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,49	0,397	0,796	0,316	3,50	3,64
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,51	0,413	0,788	0,325	3,50	3,36
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,53	0,429	0,779	0,334	3,50	3,10
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,55	0,445	0,771	0,343	3,50	2,86
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
	0,57	0,461	0,763	0,352	3,50	2,64
	0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53
	0,59	0,478	0,755	0,360	3,50	2,43
	0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33

Продолжение таблицы 6.7.

1	2	3	4	5	6	7
Граничное значение для арматуры S500	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25
Область 3	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,625	0,505	0,740	0,374	3,50	2,10
	0,63	0,510	0,738	0,376	3,50	2,06
	0,64	0,518	0,734	0,380	3,50	1,97
	0,65	0,526	0,730	0,384	3,50	1,88
	0,66	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,667	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,67	0,542	0,721	0,391	3,50	1,72
	0,68	0,550	0,717	0,395	3,50	1,65
	0,69	0,558	0,713	0,398	3,50	1,57
	0,693	0,561	0,712	0,399	3,50	1,55
	0,70	0,567	0,709	0,402	3,50	1,50
	0,71	0,575	0,705	0,405	3,50	1,43
	0,72	0,583	0,701	0,408	3,50	1,36
	0,73	0,591	0,696	0,411	3,50	1,29
	0,74	0,599	0,692	0,415	3,50	1,23
0,75	0,607	0,688	0,418	3,50	1,17	
0,76	0,615	0,684	0,421	3,50	1,11	
Граничное значение для арматуры S240	0,769	0,622	0,680	0,423	3,50	1,05
Область 3	0,77	0,623	0,680	0,424	3,50	1,045
	0,78	0,631	0,675	0,426	3,50	0,99
	0,787	0,637	0,673	0,428	3,50	0,95
	0,79	0,640	0,671	0,429	3,50	0,93
	0,80	0,648	0,667	0,432	3,50	0,87
	0,81	0,656	0,663	0,435	3,50	0,82
	0,82	0,664	0,659	0,437	3,50	0,77
	0,83	0,672	0,655	0,440	3,50	0,72
	0,84	0,680	0,651	0,442	3,50	0,67
	0,85	0,688	0,646	0,445	3,50	0,62
	0,86	0,696	0,642	0,447	3,50	0,57
	0,87	0,704	0,638	0,449	3,50	0,52
	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,89	0,720	0,630	0,454	3,50	0,43
	0,90	0,729	0,626	0,456	3,50	0,39
	0,91	0,737	0,621	0,458	3,50	0,35
	0,92	0,745	0,617	0,460	3,50	0,30
	0,93	0,753	0,613	0,462	3,50	0,26
0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22	

Окончание таблицы 6.7.

1	2	3	4	5	6	7
Область 3	0,95	0,769	0,605	0,465	3,50	0,18
	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,97	0,785	0,597	0,468	3,50	0,11
	0,98	0,793	0,592	0,470	3,50	0,07
	0,99	0,801	0,588	0,471	3,50	0,04
	1,00	0,810	0,584	0,473	3,50	0,00
	1,01	0,818	0,580	0,474	3,50	-0,04
	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,03	0,834	0,572	0,477	3,50	-0,10
	1,04	0,842	0,568	0,478	3,50	-0,13
	1,05	0,850	0,564	0,479	3,50	-0,17
	1,06	0,858	0,560	0,480	3,50	-0,20
	1,07	0,866	0,55	0,481	3,50	-0,23
	1,08	0,874	0,550	0,481	3,50	-0,26
	1,09	0,882	0,546	0,482	3,50	-0,29
1,10	0,890	0,543	0,483	3,50	-0,32	
1,11	0,899	0,538	0,484	3,50	-0,35	
1,12	0,907	0,534	0,484	3,50	-0,38	
1,13	0,915	0,530	0,485	3,50	-0,40	
1,14	0,923	0,525	0,485	3,50	-0,43	
1,15	0,931	0,522	0,486	3,50	-0,46	

Коэффициент α_m в табл. 6.7 показывает, в какой области деформирования работает рассчитываемое сечение при заданных геометрических размерах и прочностных характеристиках бетона и арматуры. Площадь арматуры в растянутой зоне определяют по (6.89), принимая $z = \eta d$.

Если коэффициент α_m , определенный по (6.94), попадает в ту часть таблицы, где не выполняется условие (6.33), т.е. $x > x_{lim}$ (для заданных классов бетона и арматуры) необходимо либо изменить исходные параметры бетонного сечения, (геометрические размеры сечения b и h , класс бетона αf_{cd}), либо дополнительно установить арматуру в сжатой зоне сечения.

Проверку прочности сечения начинают с определения коэффициента ω , значение которого может быть рассчитано из уравнения равновесия продольных сил:

$$\omega = \frac{A_{st} f_{yd}}{\alpha f_{cd} b d} \quad (6.95)$$

При установленном значении ω по табл. 6.7 определяют коэффициенты α_m и η и производят расчет прочности по одной из формул:

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2 \quad \text{— по сжатому бетону} \quad (6.96)$$

или

$$M_{Rd} = A_{st} f_{yd} \eta d \quad \text{— по растянутой арматуре.} \quad (6.97)$$

В случае, если рассчитанное по (6.95) значение коэффициента ω попадает в область, где не выполняется условие (6.83), т.е. $x > x_{lim}$, расчет допускается производить с некоторым запасом по ф. (6.96) при $\alpha_m = \alpha_{m.lim}$.

6.3.2.2. Прямоугольное сечение с двойным армированием. Изгибаемые элементы, содержащие помимо растянутой арматуры A_{st} , арматуру A_{sc} , расположенную в сжатой зоне сечения, рассчитывают в следующих проектных ситуациях:

- при необходимости усиления сжатой зоны сечения, что наблюдается в случае расчета сильно нагруженных изгибаемых элементов, имеющих небольшую высоту сечения;
- в случаях, когда на сечение действуют моменты переменных знаков. Это имеет место, например, в сечениях неразрезных балок в зависимости от варианта размещения нагрузок;
- в случаях, когда арматуру в сжатой зоне сечения A_{sc} устанавливают по конструктивным соображениям (т.н. монтажные стержни) для образования плоских и объемных каркасов.

В общем случае для прямоугольного сечения с двойным армированием (рис. 6.22) условия равновесия имеют вид:

$$M_{Rd} = F_{cc}z + F_{sc}z_s, \quad (6.98)$$

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc}, \quad (6.99)$$

где: F_{cc} , F_{sc} – соответственно равнодействующая усилий в бетоне и сжатой арматуре;

F_{st} – усилие в растянутой арматуре;

z – расстояние между центром тяжести растянутой арматуры и точкой приложения равнодействующей в сжатой зоне бетона;

z_s – расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

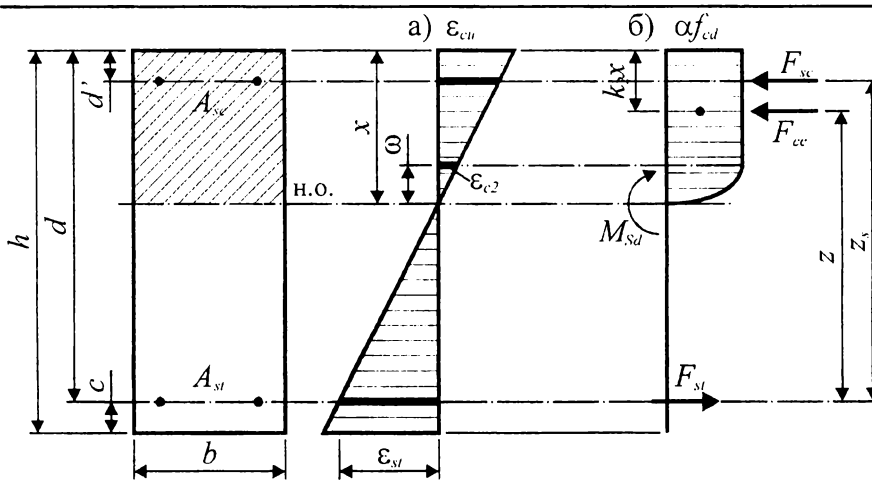


Рис. 6.22.

Эпюры относительных деформаций (а) и напряжений (б), принятые при расчете прочности нормальных сечений с двойным армированием

Предельный момент относительно центра тяжести растянутой арматуры, воспринимаемый сечением с двойным армированием, можно записать:

$$M_{Rd} = a_f \alpha f_{cd} b x z + F_{sc} z_s \quad (6.100)$$

или, с учетом, что $x = (d - z) \frac{1}{K_2}$, $F_{sc} = \sigma_{sc} A_{sc}$, $z_s = d - d'$

$$M_{Rd} = a_f \alpha f_{cd} b \frac{1}{K_2} (d - z) z + \sigma_{sc} A_{sc} (d - d') \quad (6.101)$$

Преобразуя уравнение (6.101) и вводя обозначения $\eta = z/d$ и $C_0 = a_f/K_2$, получаем:

$$\eta^2 - \eta + \frac{M_{Rd}}{C_0 \alpha f_{cd} b d^2} - \frac{\sigma_{sc} A_{sc} (d - d')}{C_0 \alpha f_{cd} b d^2} = 0, \quad (6.102)$$

где σ_{sc} – напряжения в арматуре, установленной в сжатой зоне сечения и определяемые по формуле:

$$\sigma_{sc} = k_{s2} f_{yd}; \quad (6.103)$$

здесь: $k_{s2} = 1$ если $\varepsilon_{sc} \geq \varepsilon_{sy}$;

$$k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} \text{ если } \varepsilon_{sc} < \varepsilon_{sy}.$$

Тогда квадратное уравнение (6.102) можно записать в виде:

$$\eta^2 - \eta + \frac{\alpha_m}{C_0} = 0, \quad (6.104)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M_{Sd} - k_{s2} f_{yd} A_{s2} (d - d')}{\alpha f_{cd} b d^2} \quad (6.105)$$

Из решения квадратного уравнения (6.104) получаем:

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}. \quad (6.106)$$

Высоту сжатой зоны сечения определяют по ф. (6.80), а относительные деформации растянутой арматуры ε_{sc} – исходя из гипотезы плоских сечений по (6.82). Если полученные расчетом значения относительных деформаций растянутой арматуры ε_{st} удовлетворяют условию (6.83), разрушение происходит по растянутой зоне сечения и растянутая арматура A_{st} при заданных начальных проектных условиях используется полностью.

Если же при полученной расчетом высоте сжатой зоны x , не выполняется условие (6.83), арматура в растянутой зоне не используется полностью и существует опасность разрушения сечения по сжатому бетону даже при установленной арматуре A_{sc} .

Для прямоугольного сечения с двойным армированием момент усилий в бетонной сжатой зоне высотой x_{lim} относительно центра растянутой арматуры равен:

$$M_{Rd,lim} = \alpha_f \alpha f_{cd} b x_{lim} (d - K_2 x_{lim}) + k_s f_{yd} A_{sc} (d - d'). \quad (6.107)$$

При $x_{lim} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} d$ получаем:

$$M_{Rd,lim} = \alpha_f \alpha f_{cd} b d^2 \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} \right) \left[1 - K_2 \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} \right) \right] + k_s f_{yd} A_{sc} (d - d'). \quad (6.108)$$

или

$$\frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} - \frac{k_s f_{yd} A_{sc} (d - d')}{\alpha f_{cd} b d^2} = \alpha_f \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} \right) \left[1 - K_2 \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} \right) \right]. \quad (6.109)$$

Несложно заметить, что уравнение (6.109) может быть записано в виде:

$$\alpha_m = \alpha_{m,lim}. \quad (6.110)$$

Таким образом, для того, чтобы арматура в растянутой зоне использовалась с полным расчетным сопротивлением, т.е. выполнялось условие (6.83), необходимо чтобы

$$\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}, \quad (6.111)$$

где α_m – коэффициент, определяемый по (6.105).

а) Подбор арматуры

Подбор арматуры в прямоугольном сечении с двойным армированием начинают с определения ее минимального количества, располагаемого в сжатой зоне сечения. Для этого можно воспользоваться условием (6.107), записав его в развернутом виде:

$$M_{Sd} - k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d') = \alpha_{m,lim} \alpha f_{cd} b d^2. \quad (6.112)$$

Тогда площадь арматуры в сжатой зоне определится по формуле:

$$A_{sc} = \frac{M_{Sd} - \alpha_{m,lim} \alpha f_{cd} b d^2}{k_s f_{yd} (d - d')}. \quad (6.113)$$

Если площадь арматуры A_{sc} по формуле получается равной нулю или отрицательной, это означает, что даже при отсутствии сжатой арматуры сечение не будет переармированным. В этом случае арматуру в сжатой зоне можно не устанавливать.

Если площадь сжатой арматуры A_{sc} , установленной в сечении (например, по конструктивным соображениям), близка к значению, вычисленному по (6.113), то расчет площади растянутой арматуры производят при полученном значении A_{sc} . Если же площадь сжатой арматуры, установленной в сечении, существенно превышает полученную расчетом по (6.113), дальнейший расчет производят при большем значении A_{sc} .

При площади арматуры в сжатой зоне сечения A_{sc} , найденной по ф. (6.113) определяют коэффициент η по ф. (6.106) и величину равнодействующей усилий в сжатом бетоне:

$$F_{cc} = a_f \alpha f_{cd} b \frac{l}{K_2} (d - z) = \frac{a_f}{K_2} \alpha f_{cd} b d \left(1 - \frac{z}{d}\right) = C_0 \alpha f_{cd} b d (1 - \eta) \quad (6.114)$$

Площадь растянутой арматуры определится из условия равновесия (6.99)

$$A_{st} = \frac{C_0 \alpha f_{cd} b d (1 - \eta) + k_{s2} f_{yd} A_{sc}}{f_{yd}} \quad (6.115a)$$

или, учитывая, что $\omega = C_0 (1 - \eta)$

$$A_{st} = \frac{\omega \alpha f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{sc}}{f_{yd}} \quad (6.115b)$$

Расчет прочности прямоугольных сечений с двойным армированием может быть произведен с использованием табл. 6.7.

Для этого при заданных размерах сечения $b \times h$ и известном армировании A_{st} и A_{sc} из условия равновесия (проекции всех сил на продольную ось элемента) определяют значения коэффициента

$$\omega = \frac{A_{st} f_{yd} - A_{sc} k_{s2} f_{yd}}{\alpha f_{cd} b d} \quad (6.116)$$

и по табл. 6.7 устанавливают соответствующие значения коэффициентов η и α_m . По табл. 6.8 при установленном из табл. 6.7 отношении x/d принимают значение коэффициента k_{s2} . Если $k_{s2} \neq 1$, расчет по (6.116) следует повторить при значении коэффициента k_{s2} , принятом из табл. 6.8. После двух–трех итераций выявляется действительное положение нейтральной оси и значения коэффициента k_{s2} .

Прочность сечения проверяют из условия (6.90), в котором предельный момент, воспринимаемый прямоугольным сечением с двойным армированием относительно растянутой арматуры рассчитывают по формуле:

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2 + A_{sc} k_{s2} f_{yd} (d - d'), \quad (6.117)$$

где α_m – коэффициент, определяемый из табл. 6.7 при x/d , установленном итерационным расчетом при подборе коэффициента k_{s2} .

6.3.2.3. Тавровые и двутавровые сечения. Правила геометрической идеализации тавровых сечений, относящиеся главным образом к назначению эффективной ширины полки b_{eff} , изложены в разделе 3.3.

При расчете железобетонных элементов, имеющих тавровое сечение с полкой в сжатой зоне, принято рассматривать два расчетных случая в зависимости от положения нейтральной оси (рис. 6.23). Если нейтральная ось располагается в пределах полки (рис. 6.23а, $x \leq h'_f$) к расчету принимают прямоугольное сечение с размерами $b_{eff} \times h$. Это вытекает из принятого допущения о том, что сопротивление бетона растянутой зоны в расчете не учитывается. Если нейтральная ось располагается в

Таблица 6.8.

Значения коэффициента k_{s2} для расчета напряжений в арматуре A_{sc} , располагаемой в сжатой зоне сечения [40]

Область деформирования	$\xi = \frac{x}{d}$	Коэффициент k_{s2}							
		арматура S240				арматура S500			
		$\frac{d'}{d} = 0,04$	$\frac{d'}{d} = 0,08$	$\frac{d'}{d} = 0,12$	$\frac{d'}{d} = 0,16$	$\frac{d'}{d} = 0,04$	$\frac{d'}{d} = 0,08$	$\frac{d'}{d} = 0,12$	$\frac{d'}{d} = 0,16$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<i>1a</i>	0,04	0	-0,40	-0,79	-1	0	-0,19	-0,39	-0,60
	0,05	0,10	-0,30	-0,70	-1	0,05	-0,15	-0,35	-0,55
	0,06	0,20	-0,20	-0,61	-1	0,10	-0,10	-0,30	-0,51
	0,07	0,31	-0,10	-0,51	-0,92	0,16	-0,05	-0,26	-0,46
	0,08	0,41	0	-0,41	-0,89	0,21	0	-0,21	-0,42
	0,09	0,52	0,10	-0,31	-0,73	0,26	0,05	-0,16	-0,37
	0,10	0,63	0,21	-0,21	-0,63	0,32	0,10	-0,14	-0,32
	0,11	0,75	0,32	-0,11	-0,54	0,37	0,16	-0,05	-0,27
	0,12	0,87	0,43	0	-0,43	0,42	0,22	0	-0,22
	0,13	0,99	0,55	0,11	-0,33	0,49	0,27	0,05	-0,17
	0,14	1	0,66	0,22	-0,22	0,55	0,33	0,11	-0,11
	0,15	1	0,78	0,34	-0,11	0,62	0,39	0,17	-0,06
	0,16	1	0,91	0,45	0	0,67	0,45	0,22	0
	0,167	1	0,99	0,54	0,08	0,72	0,49	0,27	0,03

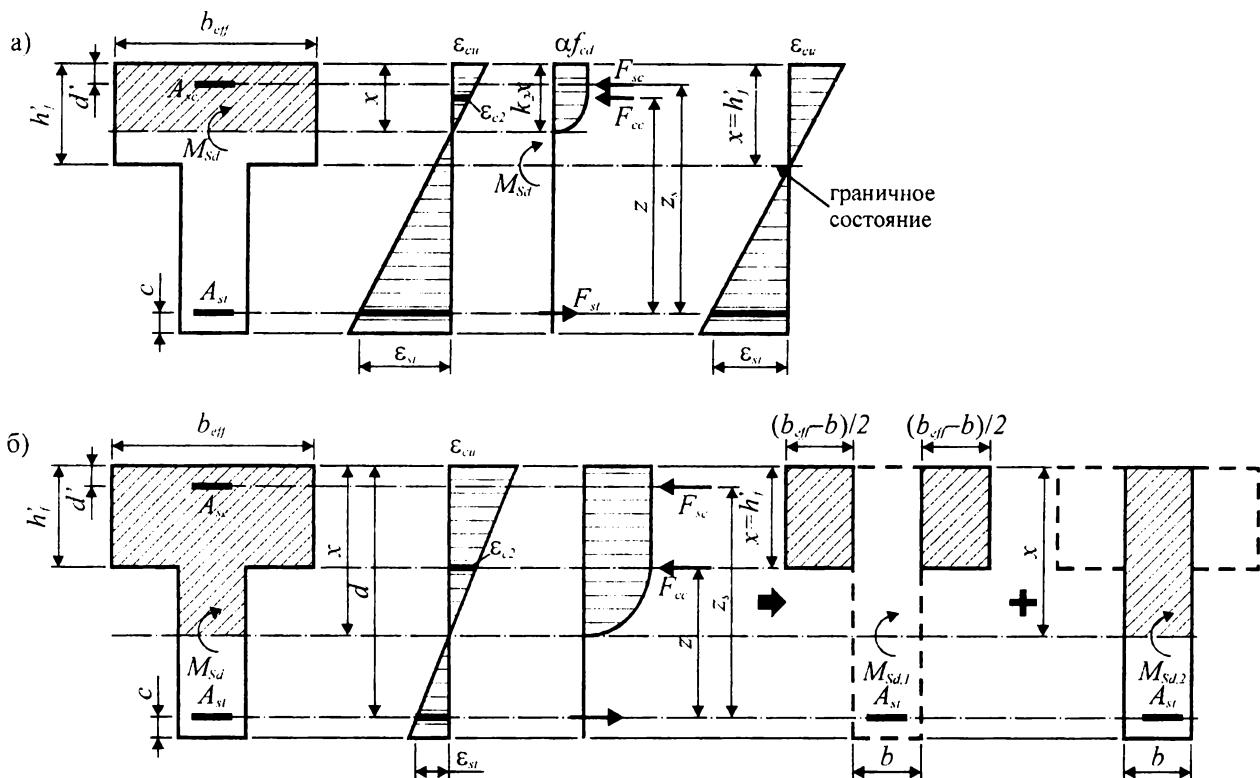


Рис. 6.23.

К расчету тавровых (двутаковых) сечений изгибаемых элементов

а) нейтральная ось проходит в полке ($x \leq h'_f$);

б) нейтральная ось проходит в стенке ($x > h'_f$);

ребре (рис. 6.23б), сжатая зона имеет сложную форму, включая и часть ребра. Границей между двумя рассматриваемыми случаями является расчетная ситуация, при которой нейтральная ось располагается по грани полки при $x = x'_f$.

Для таврового (двутакового) сечения с одиночным армированием условие, определяющее положение нейтральной оси в сечении, можно записать:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = a_f \alpha f_{cd} b_{eff} h'_f (d - K_2 h'_f). \quad (6.118a)$$

Для таврового (двутакового) сечения с двойным армированием

$$M_{sd} \leq a_f \alpha f_{cd} b_{eff} h'_f (d - K_2 h'_f) + k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d'). \quad (6.118b)$$

Если условие (6.118) выполняется, это означает, что нейтральная ось располагается в пределах полки и сечение рассчитывают как прямоугольное в соответствии с положениями, изложенными в п.п. 6.3.2.1 и 6.3.2.2.

Если условие (6.118) не выполняется, производят расчет таврового сечения, для которого равнодействующая усилий в сжатом бетоне определяется в соответствии с рис. 6.23б

$$F_{cc} = \underbrace{a_f \alpha f_{cd} b x}_{\text{прямоугольное сечение}} + a_f \alpha f_{cd} (b_{eff} - b) h'_f. \quad (6.119)$$

Тогда момент относительно растянутой арматуры в общем случае можно записать:

$$M_{Rd} = a_f \alpha_f f_{cd} b x + a_f \alpha_f f_{cd} (b_{eff} - b) h'_f \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) + k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d'). \quad (6.120)$$

Подставляя в (6.120) $z = d - K_2 x \Rightarrow x = (d - z) / K_2$, получаем квадратное уравнение относительно $\eta = z/d$

$$\eta^2 - \eta + \frac{\alpha_m}{C_0} = 0, \quad (6.121)$$

где $\alpha_m = \frac{M_{Sd} - a_f \alpha_f f_{cd} (b_{eff} - b) h'_f (d - 0,5 \cdot h'_f) - k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d')}{C_0 \alpha_f f_{cd} b d^2}$.

Решая квадратное уравнение (6.121) получаем

$$\eta = z/d = 0,5 + \sqrt{0,25 - \alpha_m / C_0}. \quad (6.122)$$

По найденном значении $\eta = z/d$ определяют высоту сжатой зоны x по (6.80) и далее относительные деформации растянутой арматуры ε_{st} по (6.81). Проверив условие (6.83) расчет производят по одной из схем, представленных в п. 6.3.2.2, в зависимости от того, выполняется ли условие (6.83).

а) Подбор арматуры

Если выполняется условие (6.83) и напряжения в растянутой арматуре достигают расчетного сопротивления (при этом нет необходимости усиливать сжатую зону), ее площадь находят из условия равновесия продольных сил:

$$F_{cc} = F_{st}, \quad (6.123)$$

где F_{cc} – равнодействующая усилий в сжатом бетоне, определяемая по формуле:

$$F_{cc} = \alpha \cdot f_{cd} [C_0 \cdot b \cdot d (1 - \eta + a_f (b_{eff} - b) h'_f)]. \quad (6.124)$$

Тогда площадь растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{\alpha f_{cd} [\omega b d + a_f (b_{eff} - b) h'_f]}{f_{yd}}. \quad (6.125)$$

В случае если условие (6.83) не выполняется, первоначально определяют площадь арматуры в сжатой зоне A_{sc} по формуле:

$$A_{sc} = \frac{M_{Sd} - a_f \alpha_f f_{cd} (b_{eff} - b) h'_f (d - 0,5 h'_f) - \alpha_{m,lim} \alpha_f f_{cd} b d^2}{k_s f_{yd} (d - d')}. \quad (6.126)$$

Площадь растянутой арматуры в этом случае определится из условия:

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc}. \quad (6.127)$$

Тогда:

$$A_{st} = \frac{\alpha f_{cd} [\omega b d + a_f (b_{eff} - b) h'_f] + k_{s2} f_{yd} A_{sc}}{f_{yd}}, \quad (6.128)$$

где $\omega = C_0(1 - \eta)$.

б) Проверка прочности

В случае, когда нейтральная ось сечения располагается в стенке таврового сечения, высоту сжатой зоны x (в предположении достижения предельных деформаций сжатым бетоном и растянутой арматурой) определяют из условия равновесия в сечении продольных усилий:

$$x = \frac{A_{st} f_{yd} - A_{sc} k_{s2} f_{yd} - a_f \alpha f_{cd} (b_{eff} - b) h'_f}{a_f \alpha f_{cd} b} \quad (6.129)$$

Если $x \leq x_{lim}$, т.е. выполняется условие (6.83), предельный момент относительно растянутой арматуры определяют по (6.120).

Если $x > x_{lim}$, т.е. сечение переармировано, в (6.120) при расчете предельного момента принимают $x = x_{lim}$, либо выполняют расчет по общему методу (см. раздел 6.2).

6.3.3. Сжатые железобетонные элементы

6.3.3.1. Внецентренно сжатые элементы.

В отличие от изгибаемых элементов для внецентренно сжатых элементов напряжения в арматуре, расположенной у растянутой или менее сжатой грани сечения, изменяется в зависимости не только от ее количества, но и от эксцентриситета приложения продольной силы N_{Sd} , проходя значения от растягивающих напряжений, равных расчетному сопротивлению (физическому или угловому пределу текучести) f_{yd} , до нуля и далее до предельных напряжений арматуры при сжатии. Поэтому, в соответствии с [24], для внецентренно сжатых элементов следует рассматривать две области работы арматуры: с напряжениями, равными пределу текучести, и с переменными напряжениями, изменяющимися от предельных напряжений при растяжении до предельных напряжений при сжатии.

Возможные схемы распределения относительных деформаций и напряжений в расчетных ситуациях при совместном действии на сечение изгибающего момента и продольной силы показано на рис. 6.24.

При расчете внецентренно-сжатых элементов могут быть использованы расчетные процедуры, изложенные в разделе 6.3.2, для расчета сечений изгибаемых элементов, на которые действует момент M_{Sd1} , определяемый относительно ц.т. растянутой арматуры A_{s1} :

$$M_{Sd1} = M_{Sd} + N_{Sd}(0,5h - c). \quad (6.130)$$

С учетом случайного эксцентриситета, а также эффектов второго рода (гибкости элемента), начальное значение эксцентриситета, применяемого в статических расчетах должно быть увеличено до значения e_{tot} и момент M_{Sd1} определяется по формуле:

$$M_{Sd1} = N_{Sd} e_{s1} = N_{Sd} (e_{tot} + 0,5h - c), \quad (6.131)$$

где e_{s1} – расстояние между линией действия силы N_{Sd} и центром тяжести арматуры A_{s1} (рис. 6.24, 6.25).

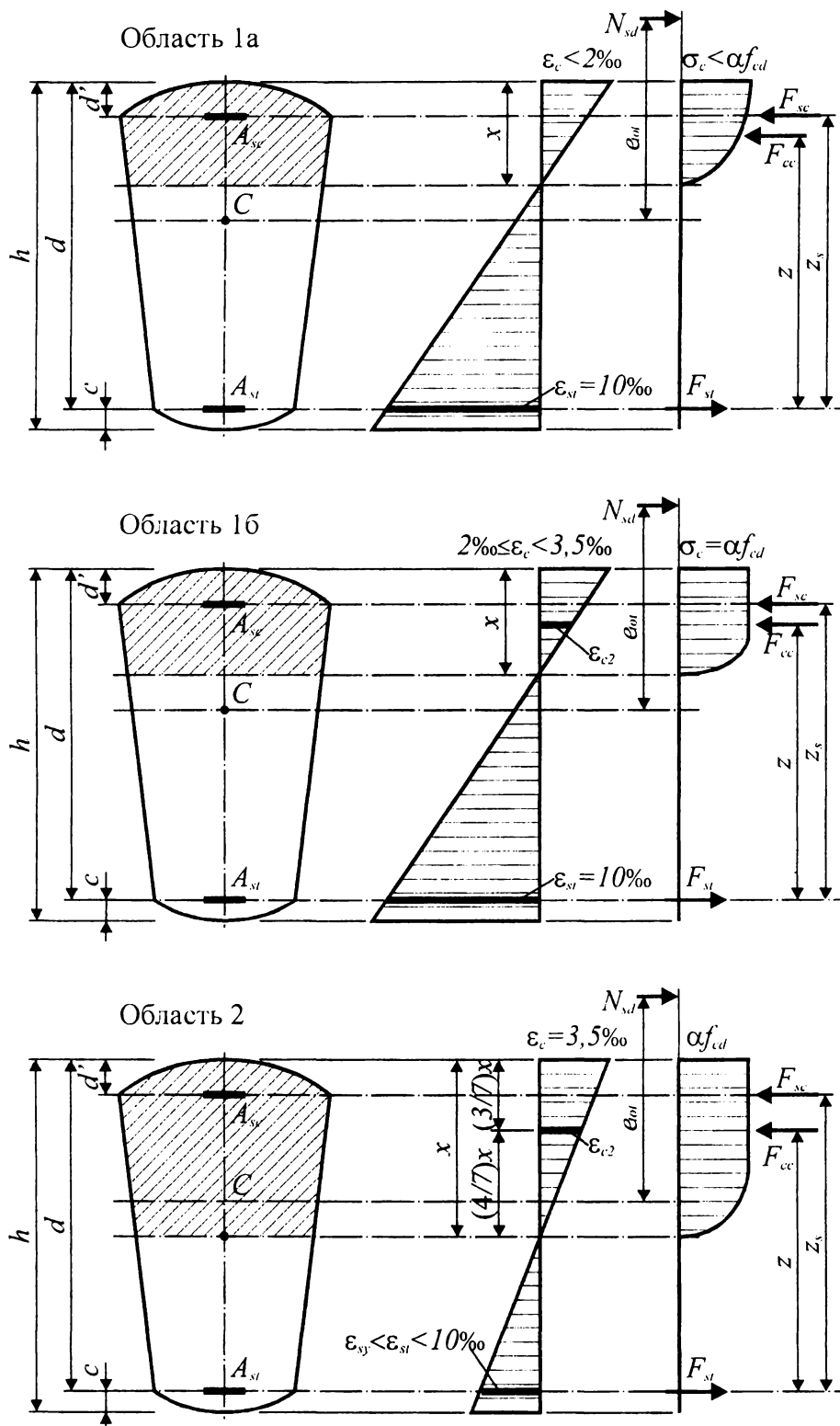


Рис. 6.24. Эпюры относительных деформаций и напряжений в характерных областях деформирования сечения согласно [40] при расчете на внецентренное сжатие.

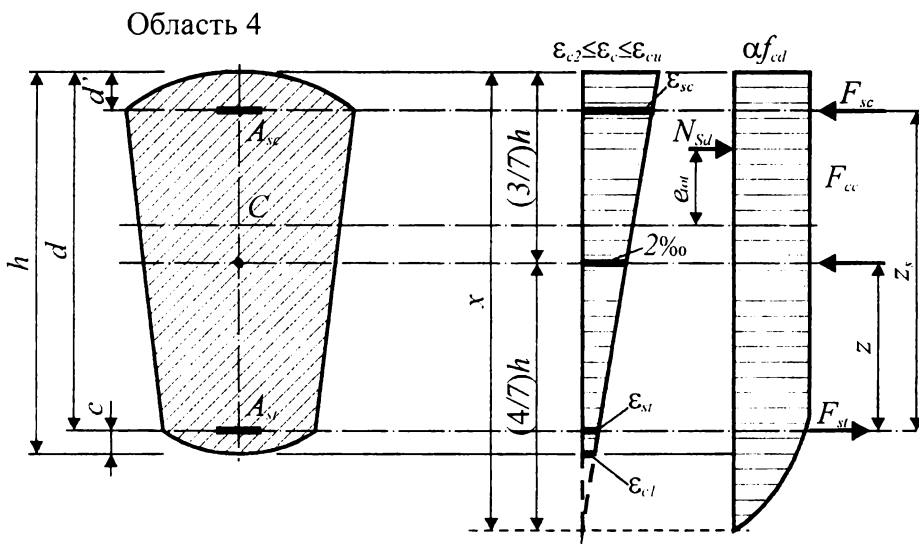
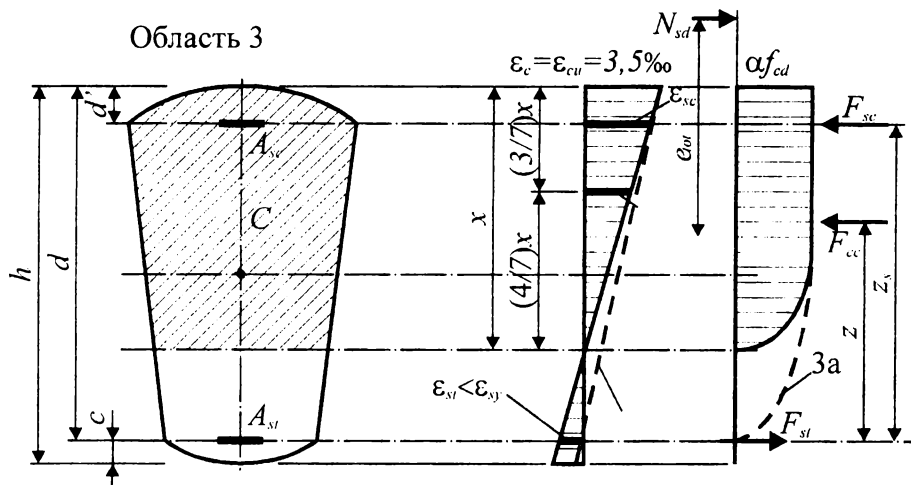


Рис. 6.24.
(окончание).

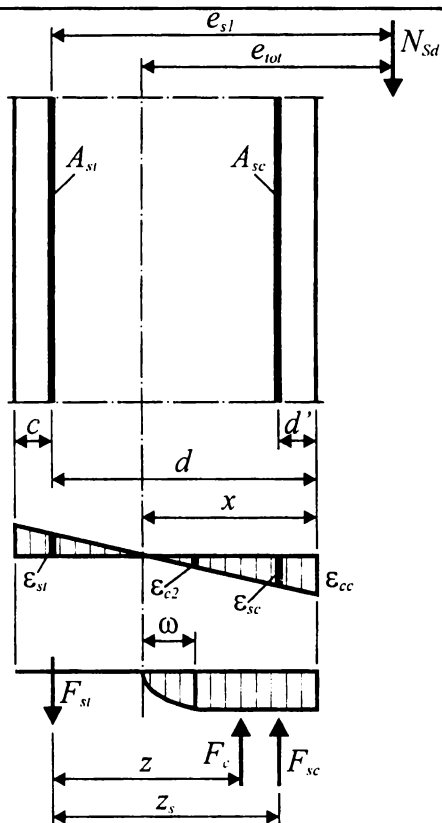


Рис. 6.25.

Эпюры распределения относительных деформаций и напряжений при расчете внецентренно сжатого элемента

В расчетном сечении (см. рис. 6.24) в предельном состоянии возникает система внутренних усилий, уравнивающих усилия от внешних нагрузок:

– равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона F_{cc} :

$$F_{cc} = \omega \alpha f_{cd} b d ; \quad (6.132)$$

– равнодействующая усилий в арматуре A_{sc} , располагаемой у наиболее сжатой грани сечения:

$$F_{sc} = A_{sc} \sigma_{s2} = k_{s2} A_{sc} f_{yd} ; \quad (6.133)$$

– равнодействующая напряжений в арматуре A_{st} , располагаемой у растянутой либо менее сжатой грани сечения:

$$F_{st} = \sigma_{s1} f_{yd} = k_{s1} A_{st} f_{yd} . \quad (6.134)$$

В формулах (6.133) и (6.134)

σ_{s1} и σ_{s2} – соответственно напряжения в арматуре A_{st} и A_{sc} , записанные как функции от расчетного сопротивления при помощи соответствующих коэффициентов:

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{sy}}, \quad k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} .$$

Значения коэффициентов k_{s2} в зависимости от относительной высоты сжатой зоны (x/d) для принятого отношения (d'/d) и класса арматуры могут быть определены по таблицам, составленным проф. А. Ланко [40] (см. табл. 6.8). Коэффициент k_{s1} в области деформирования 3 можно рассчитать по формуле:

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{cu}(1-x/d)}{x/d} \frac{E_w}{f_{yd}} , \quad (6.135)$$

а в области деформирования 4 по формуле:

$$k_{s1} = -0,001 \frac{14(x/d-1)}{7(x/d)-3\beta_h} \frac{E_s}{f_{yd}} . \quad (6.136)$$

В общем случае условия равновесия при совместном действии изгибающего момента и продольной силы будут иметь вид:

$$N_{Sd} e_{s1} = M_{Sd1} = F_{cc} z + F_{sc} z_s ; \quad (6.137a)$$

$$N_{Sd} = F_{cc} + F_{sc} - F_{st} . \quad (6.137b)$$

Тогда:

$$M_{Sd1} = a_f \alpha f_{cd} b x z + \sigma_{sc} A_{sc} (d - d') . \quad (6.138)$$

Учитывая, что $x = (d - z) \frac{1}{k_2}$, получаем:

$$M_{Sd1} = C_0 \alpha f_{cd} b (d - z) z + k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d') . \quad (6.139)$$

Аналогично, как и в случае проектирования сечения при действии изгибающего момента, получаем квадратное уравнение относительно $\eta = z/d$:

$$\eta^2 - \eta + \frac{M_{Sd1}}{C_0 \alpha f_{cd} b d^2} - \frac{k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d')}{C_0 \alpha f_{cd} b d^2} = 0. \quad (6.140)$$

Обозначив $\alpha_m = \frac{M_{Sd1} - k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d')}{C_0 \alpha f_{cd} b d^2}$ получаем, аналогично как и в случае изгибаемых элементов с двойным армированием:

$$\eta = \left(\frac{z}{d} \right) = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}. \quad (6.141)$$

При установленном плече внутренней пары сил по ф. (6.141) определяют высоту сжатой зоны сечения x и рассчитывают деформации у арматуры, располагаемой у растянутой (менее сжатой) грани сечения. Если рассчитанные по ф. (6.81) относительные деформации ϵ_{st} не удовлетворяют условию (6.83), т.е. арматура не используется с полным сопротивлением имеет место т.н. случай **малых эксцентриситетов**. Если условие (6.83) выполняется, такой случай называют случаем **больших эксцентриситетов** и расчет производят аналогично тому, как это было представлено для изгибаемых элементов (при действии на сечение только M_{Sd}).

Необходимо заметить, что выполнение условия (6.83) формально определяет расчетную ситуацию, при которой нет необходимости устанавливать в сжатой зоне сечения арматуру A_{sc} . Вместе с тем, для сжатых элементов такая арматура обязательно должна устанавливаться по конструктивным соображениям из условия

$$A_{sc} \geq A_{s,min}, \quad (6.142)$$

где $A_{s,min}$ – минимальная площадь арматуры, устанавливаемая в сжатой зоне сечения по конструктивным соображениям.

Таким образом, площадь растянутой арматуры A_{st} для данной расчетной ситуации определяют как для сечения с двойным армированием при заданной площади арматуры в сжатой зоне сечения:

$$A_{st} = \frac{[C_0(1 - \eta)\alpha f_{cd} b d - N_{Sd}] + k_{s2} f_{yd} A_{sc}}{f_{yd}} = \frac{[\omega \alpha f_{cd} b d - N_{Sd}] + k_{s2} f_{yd} A_{sc}}{f_{yd}}. \quad (6.143)$$

В случае, когда условие (6.83) не выполняется и имеет место случай **малых эксцентриситетов**, расчет следует произвести по общему методу, либо воспользоваться упрощением, принимая $x = x_{lim}$.

При проектировании сечений, подвергнутых совместному действию изгибающих моментов и продольных сил удобно пользоваться таблицами, составленными проф. А. Ланко [40] (см. табл. 6.9, 6.10, 6.11).

Таблица 6.9.

Значения коэффициентов для расчета внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом при $x > h$ (область деформирования 4) для $\beta_h = 1 + d'/d = 1,05$ согласно [40]

$\xi = x/d$	Коэффициент			Относительные деформации	
	ω	η	α_m	в бетоне ϵ_c (+) сжатие	в арматуре ϵ_{st} (+) сжатие
1	2	3	4	5	6
1,06	0,857	0,559	0,479	3,475	-0,179
1,08	0,869	0,554	0,481	3,429	-0,254
1,10	0,880	0,550	0,482	3,385	-0,308
1,12	0,890	0,543	0,483	3,343	-0,358
1,14	0,899	0,538	0,484	3,304	-0,406
1,16	0,907	0,534	0,484	3,268	-0,451
1,18	0,915	0,530	0,485	3,233	-0,493
1,20	0,922	0,527	0,486	3,200	-0,533
1,25	0,938	0,520	0,487	3,125	-0,625
1,30	0,950	0,515	0,489	3,059	-0,706
1,35	0,961	0,510	0,490	3,000	-0,778
1,40	0,970	0,506	0,491	2,947	-0,842
1,45	0,978	0,503	0,492	2,900	-0,900
1,50	0,985	0,499	0,492	2,857	-0,952
1,55	0,990	0,498	0,493	2,818	-1,000
1,60	0,996	0,495	0,493	2,783	-1,043
1,65	1,000	0,494	0,494	2,750	-1,083
1,70	1,004	0,492	0,494	2,720	-1,120
1,75	1,007	0,491	0,494	2,692	-1,154
1,80	1,010	0,490	0,495	2,667	-1,185
1,85	1,013	0,489	0,495	2,643	-1,214
1,90	1,016	0,488	0,495	2,621	-1,241
1,95	1,018	0,487	0,496	2,600	-1,267
2,00	1,020	0,486	0,496	2,581	-1,290
2,10	1,024	0,484	0,496	2,545	-1,330
2,20	1,026	0,483	0,496	2,514	-1,371
2,30	1,029	0,482	0,497	2,486	-1,405
2,40	1,031	0,482	0,497	2,462	-1,436
2,50	1,033	0,481	0,497	2,439	-1,463
2,60	1,034	0,481	0,497	2,419	-1,488
2,70	1,035	0,480	0,497	2,400	-1,511
2,80	1,037	0,480	0,497	2,383	-1,532
2,90	1,038	0,480	0,498	2,367	-1,551
3,00	1,039	0,479	0,498	2,353	-1,569
3,10	1,040	0,479	0,498	2,340	-1,585
3,20	1,040	0,479	0,498	2,327	-1,600
3,30	1,041	0,478	0,498	2,316	-1,614
3,40	1,042	0,478	0,498	2,305	-1,627

Окончание таблицы 6.9.

1	2	3	4	5	6
3,50	1,042	0,478	0,498	2,295	-1,639
3,60	1,043	0,477	0,498	2,286	-1,651
3,70	1,043	0,477	0,498	2,277	-1,662
3,80	1,044	0,477	0,498	2,269	-1,672
3,90	1,044	0,477	0,498	2,261	-1,681
4,00	1,044	0,477	0,498	2,254	-1,690
5,00	1,047	0,476	0,498	2,198	-1,756
∞	1,050	0,475	0,499	2,000	-2,000

Таблица 6.10.

Значения коэффициентов для расчета внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом при $x > h$ (область деформирования 4) для $\beta_h = 1 + d'/d = 1,10$ согласно [40]

$\xi = x/d$	Коэффициент			Относительные деформации	
	ω	η	α_m	в бетоне ε_c (+) сжатие	в арматуре ε_{st} (+) сжатие
1	2	3	4	5	6
1,12	0,903	0,534	0,484	3,454	-0,370
1,14	0,915	0,530	0,484	3,410	-0,419
1,16	0,925	0,524	0,485	3,3369	-0,465
1,18	0,935	0,520	0,486	3,331	-0,508
1,20	0,944	0,515	0,486	3,294	-0,549
1,25	0,963	0,506	0,487	3,211	-0,642
1,30	0,979	0,498	0,488	3,138	-0,724
1,35	0,993	0,492	0,489	3,073	-0,797
1,40	1,004	0,488	0,490	3,015	-0,862
1,45	1,014	0,483	0,490	2,964	-0,920
1,50	1,022	0,480	0,491	2,917	-0,972
1,55	1,029	0,477	0,491	2,874	-1,020
1,60	1,035	0,474	0,491	2,835	-1,063
1,65	1,040	0,473	0,492	2,800	-1,103
1,70	1,045	0,471	0,492	2,767	-1,140
1,75	1,049	0,496	0,492	2,737	-1,173
1,80	1,053	0,467	0,492	2,700	-1,204
1,85	1,056	0,467	0,493	2,684	-1,233
1,90	1,059	0,466	0,493	2,660	-1,260
1,95	1,062	0,464	0,493	2,638	-1,285
2,00	1,065	0,463	0,493	2,617	-1,308
2,10	1,069	0,461	0,493	2,579	-1,351
2,20	1,072	0,460	0,493	2,545	-1,388
2,30	1,075	0,460	0,494	2,516	-1,422
2,40	1,078	0,458	0,494	2,489	-1,452
2,50	1,080	0,457	0,494	2,465	-1,479

Окончание таблицы 6.10.

1	2	3	4	5	6
2,60	1,082	0,456	0,494	2,443	-1,503
2,70	1,083	0,456	0,494	2,423	-1,526
2,80	1,085	0,455	0,494	2,405	-1,546
2,90	1,086	0,455	0,494	2,388	-1,565
3,00	1,087	0,454	0,494	2,373	-1,582
3,10	1,088	0,454	0,494	2,359	-1,598
3,20	1,089	0,454	0,494	2,346	-1,613
3,30	1,090	0,453	0,494	2,333	-1,626
3,40	1,090	0,453	0,494	2,322	-1,639
3,50	1,091	0,453	0,494	2,311	-1,651
3,60	1,092	0,453	0,495	2,301	-1,662
3,70	1,092	0,453	0,495	2,292	-1,673
3,80	1,093	0,453	0,495	2,283	-1,682
3,90	1,093	0,453	0,495	2,275	-1,692
4,00	1,093	0,453	0,495	2,267	-1,700
5,00	1,096	0,452	0,495	2,208	-1,767
6,00	1,097	0,451	0,495	2,171	-1,809
8,00	1,099	0,450	0,495	2,125	-1,860
10,00	1,099	0,450	0,495	2,099	-1,889
∞	1,100	0,450	0,495	2,000	-2,000

Таблица 6.11.

Значения коэффициентов для расчета внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом при $x > h$ (область деформирования 4) для $\beta_h = 1 + d'/d = 1,15$ согласно [40]

$\xi = x/d$	Коэффициент			Относительные деформации	
	ω	η	α_m	в бетоне ϵ_c (+) сжатие	в арматуре ϵ_{st} (-) сжатие
1	2	3	4	5	6
1,16	0,937	0,519	0,486	3,478	-0,480
1,18	0,950	0,512	0,486	3,435	-0,524
1,20	0,961	0,506	0,486	3,394	-0,566
1,25	0,985	0,493	0,486	3,302	-0,660
1,30	1,005	0,485	0,487	3,221	-0,743
1,35	1,021	0,477	0,487	3,150	-0,817
1,40	1,035	0,470	0,487	-0,882	-0,882
1,45	1,047	0,465	0,487	3,030	-0,940
1,50	1,057	0,462	0,488	2,979	-0,993
1,55	1,065	0,458	0,488	2,932	-1,041
1,60	1,073	0,455	0,488	2,890	-1,084
1,65	1,079	0,452	0,488	2,852	-1,123
1,70	1,085	0,450	0,488	2,817	-1,160
1,75	1,090	0,448	0,488	2,784	-1,193

Окончание таблицы 6.11.

1	2	3	4	5	6
1,80	1,095	0,446	0,488	2,754	-1,224
1,85	1,099	0,444	0,488	2,726	-1,253
1,90	1,101	0,443	0,488	2,701	-1,279
1,95	1,105	0,442	0,488	2,676	-1,304
2,00	1,108	0,440	0,488	2,654	-1,327
2,10	1,113	0,438	0,488	2,613	-1,391
2,20	1,118	0,436	0,488	2,577	-1,406
2,30	1,121	0,435	0,488	2,545	-1,439
2,40	1,124	0,434	0,488	2,517	-1,468
2,50	1,127	0,433	0,488	2,491	-1,495
2,60	1,129	0,432	0,488	2,468	-1,519
2,70	1,131	0,431	0,488	2,447	-1,540
2,80	1,132	0,431	0,488	2,427	-1,560
2,90	1,134	0,431	0,489	2,409	-1,579
3,00	1,135	0,431	0,489	2,393	-1,595
3,10	1,136	0,430	0,489	2,378	-1,611
3,20	1,137	0,430	0,489	2,364	-1,625
3,30	1,138	0,430	0,489	2,351	-1,639
3,40	1,139	0,429	0,489	2,339	-1,651
3,50	1,140	0,429	0,489	2,328	-1,663
3,60	1,140	0,429	0,489	2,317	-1,674
3,70	1,141	0,429	0,489	2,298	-1,693
3,80	1,141	0,429	0,489	2,298	-1,693
3,90	1,142	0,428	0,489	2,289	-1,702
4,00	1,142	0,428	0,489	2,281	-1,711
5,00	1,145	0,427	0,489	2,179	-1,775
6,00	1,147	0,426	0,489	2,179	-1,816
8,00	1,148	0,426	0,489	2,131	-1,865
10,00	1,149	0,426	0,489	2,104	-1,893
∞	1,150	0,425	0,489	2,000	-2,000

В соответствии с алгоритмом, рекомендованным в работе [40], расчет внецентренно сжатых элементов может быть выполнен в следующей последовательности.

Как и в случае изгибаемых элементов, расчетная процедура начинается с определения коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd1}}{\alpha f_{cd} b d^2} \rightarrow \omega, \quad \xi = x/d. \quad (6.144)$$

Полученное значение α_m может оказаться в одной из четырех областей деформирования (см. рис. 6.24), что определяется по табл. 6.7 (для областей 1, 2, 3) либо по табл. 6.9, 6.10, 6.11 (для области 4 при принятом значении $\beta_h = 1 + d'/d$). Если рассчитанное по ф. (6.144) значение α_m находится в 1 либо 2 области деформирования (см. табл. 6.7, рис. 6.24), это означает, что имеет место случай

ния (см. табл. 6.7, рис. 6.24), это означает, что имеет место случай **больших эксцентриситетов** и арматуру A_{sc} в сжатой зоне следует устанавливать по конструктивным соображениям ($A_{sc} \geq A_{s,min}$). С учетом принятой площади армирования A_{sc} коэффициент α_m определяют по ф. (6.105) и при полученном значении α_m из табл. 6.7 определяют $\eta = z/d$ и ω . Площадь растянутой арматуры A_{st} определяют по ф. (6.143), принимая в случае большого эксцентриситета $k_{s1} = 1$.

Если значение α_m , рассчитанное по ф. (6.144), попадает в области деформирования 3 или 4 (см. табл. 6.7, 6.9, 6.10, 6.11, рис. 6.24), то требуемую площадь армирования в сжатой зоне следует установить расчетом. Для этого расчет выполняют при допущении, что $x = x_{lim}$. Тогда:

$$\Delta M = M_{Sd1} - M_{Rd,lim} \Rightarrow \Delta \alpha_m = \alpha_m - \alpha_{m,lim}, \quad (6.145)$$

где $\alpha_{m,lim}$ – граничное значение коэффициента α_m , определяемое по ф. (6.87) либо по табл. 6.7.

Площадь арматуры в сжатой зоне бетона определяют по формуле:

$$A_{s2} = \left[\frac{\Delta \alpha_m}{1 - (d'/d)} \right] \frac{\alpha f_{cd} b d}{k_{s2} f_{yd}}. \quad (6.146)$$

При $x = x_{lim}$ независимо от отношения d/d' из табл. 6.7 и 6.8 получаем $k_{s2} = 1$. Площадь арматуры у растянутой (наименее сжатой) грани сечения, определяем по формуле:

$$A_{st} = \left[\left(\omega_{lim} + \frac{\Delta \alpha_m}{1 - d'/d} \right) \alpha f_{cd} b d - N_{Sd} \right] \frac{1}{k_{s1} f_{yd}} \quad (6.147)$$

либо по формуле:

$$A_{st} = \left(\omega_{lim} \alpha f_{cd} b d + A_{s2,pr} k_{s2} f_{yd} - N_{Sd} \right) \frac{1}{k_{s1} f_{yd}} \quad (6.148)$$

в случае, если площадь арматуры, установленной в сечении (например, по конструктивным соображениям) $A_{s2,pr}$ окажется большей, чем рассчитанная по ф. (6.146).

Если из расчета по ф. (6.147) и (6.148) получаем, что $A_{st} < 0$, это означает, что при действии расчетной системы усилий арматура A_{st} имеет нулевые напряжения или сжата (располагается у менее сжатой грани сечения). В этом случае следует установить значение коэффициента $k_{s1} < 1$ (случай малого эксцентриситета). На первом этапе принимают, что продольное усилие N_{Sd} полностью воспринимает бетон. Тогда:

$$\omega = \frac{N_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d}. \quad (6.149)$$

По табл. 6.7 (в области 3) или табл. 6.9, 6.10, 6.11 (в области 4) изменяя α_m и x/d подбирают такое распределение деформаций по высоте сечения, при котором будут выполнены условия равновесия (6.137). Площадь арматуры A_{st} в этом случае определяют по ф. (6.147), а A_{sc} – по ф. (6.146).

При расчете внецентренно сжатых элементов усилия от внешних воздействий обычно задают из статического расчета в виде продольной силы N_{Sd} и момента внешних сил M_{Sd} относительно центра тяжести сечения. Поэтому в ряде случаев удобнее проверять прочность сечения путем сравнения внешнего момента M_{Sd} и предельного момента M_{Rd} при продольной силе N_{Sd} , приложенной в центре тяжести сечения. Предельный момент M_{Rd} относительно центра тяжести арматуры A_{st} , отстоящей на расстоянии $(h/2 - c)$ от центра тяжести сечения, рассчитывают по формуле:

$$M_{Rd} = a_f \alpha f_{cd} b x z + k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d') - N_{Sd} (0,5h - c) \quad (6.150)$$

или

$$M_{Rd} = \omega \alpha f_{cd} b x + k_{s2} f_{yd} A_{sc} (d - d') - N_{Sd} (0,5h - c), \quad (6.151)$$

где $\omega = C_0 (1 - \eta)$.

Для сечений с симметричной ненапрягаемой арматурой пользуясь ф. (6.151) можно построить графики зависимости $\alpha_m = f(\alpha_n)$ для различных значений α_s при $\beta'_h = d'/d = 0,1$, приняв, что

$$\alpha_m = \frac{M_{Rd}}{a_f \alpha f_{cd} b d^2}, \quad \alpha_n = \frac{N_{Sd}}{a_f \alpha f_{cd} b d}, \quad \alpha_s = \frac{f_{yd} A_{st}}{a_f \alpha f_{cd} b d}.$$

Графики зависимости $\alpha_m = f(\alpha_n)$ показан на рис. 6.26. Используя эти графики проверку прочности сечения при действии расчетных изгибающего момента M_{Sd} и продольной силы N_{Sd} можно упростить, для чего при заданных значениях α_s и α_n по графику рис. 6.26 находят значение α_m и затем прочность сечения проверяют по формуле:

$$\alpha_m a_f \alpha f_{cd} b d^2 \leq M_{Sd}. \quad (6.147)$$

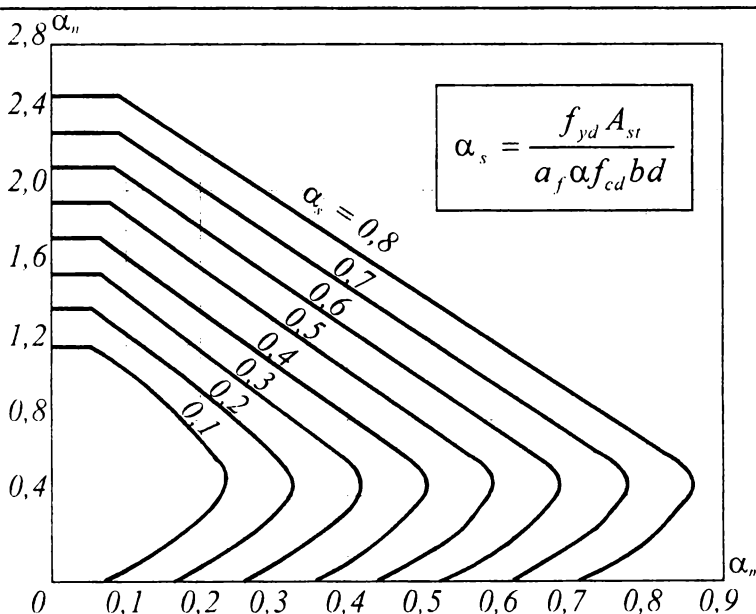


Рис. 6.26.

Графики для расчета внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричным армированием [24].

При изменении β'_h от 0,05 до 0,15 кривые $\alpha_m = f(\alpha_n)$ будут незначительно отклоняться от кривых, приведенных на рис. 6.26, что позволяет использовать графики при $\beta'_h = 0,05 \div 0,15$.

Подбор арматуры в данном случае производится следующим образом. Учитывая то обстоятельство, что внецентренно сжатые элементы обычно проектируют с симметричной арматурой, т.е. $f_{yd}A_{sc} = f_{yd}A_{st}$, высоту сжатой зоны в первом приближении определяют из условий равновесия (6.137):

$$\frac{x}{d} = \frac{N_{Sd} + f_{yd}A_{st} - f_{yd}A_{sc}}{a_f \alpha f_{cd} b d} = \frac{N_{Sd}}{a_f \alpha f_{cd} b d} = \alpha_n. \quad (6.148)$$

Если $\alpha_n \leq x_{lim}/d$ (случай большого эксцентриситета), то

$$\alpha_s = \alpha'_s = \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1 - \beta'_h}, \quad (6.149)$$

где: $\alpha_m = \frac{M_{Rd,1}}{a_f \alpha f_{cd} b d^2}$, $\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{a_f \alpha f_{cd} b d}$, $\beta'_h = d'/d$.

В случае, когда $\alpha_n > x_{lim}/d$, расчет рекомендуется производить по общему случаю деформационного расчета (см. раздел 6.4).

В ряде случаев в практике проектирования для сечений с известными геометрическими размерами, физико-механическими характеристиками бетона и армированием, строят кривые взаимодействия, не в относительных показателях $\alpha_m = f(\alpha_n)$, а в виде зависимости $M_{Sd} = f(N_{Sd})$ (см. рис. 6.27). Значения M_{Rd} и N_{Rd} , наносимые на график, определяют принимая различные значения x/d и решая уравнения равновесия, представленные выше. Как видно из графиков рис. 6.26 и 6.27, кривая взаимодействия состоит из двух характерных участков $A-B$ и $B-C$, которые пересекаются в точке B , соответствующей граничным значениям $M_{Sd,lim}$ и $N_{Sd,lim}$, установленным при $x = x_{lim}$. Точки, лежащие на кривой AB соответствуют случаю малого эксцентриситета (механизм разрушения связан с исчерпанием прочности бетона при сжатии). В свою очередь точки, располагающиеся на участке кривой $B-C$, описывают случай большого эксцентриситета, когда разрушение сопровождается достижением предела текучести в растянутой арматуре A_{st} . Точки, находящиеся внутри области, опи-

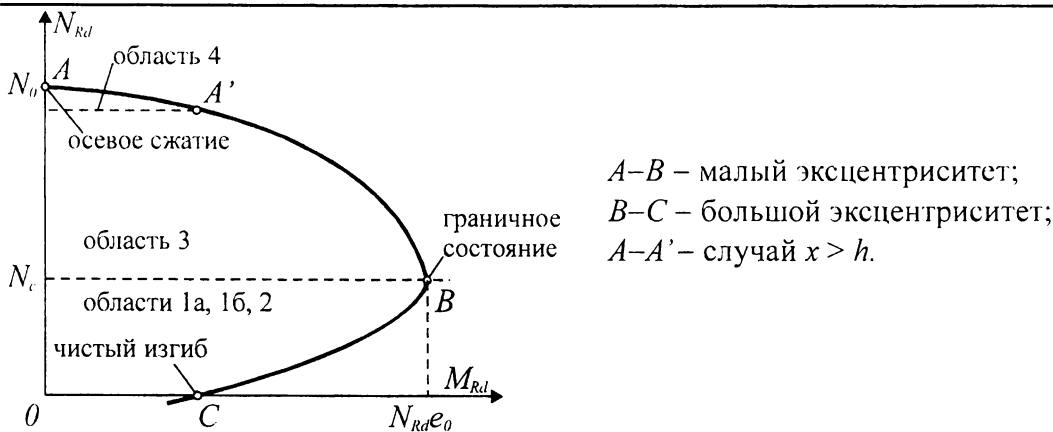


Рис. 6.27.

Схематичная кривая взаимодействия « $N_{Rd}-M_{Rd}$ » для внецентренно сжатого сечения согласно [40].

санной кривыми $A-B$ и $B-C$, соответствуют таким комбинациям усилий от внешних воздействий N_{sd} и M_{sd} , при которых несущая способность сечения обеспечена.

6.3.3.2. Учет влияния продольного изгиба при расчете прочности внецентренно сжатых элементов.

а) Основные положения расчета прочности внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба

При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние геометрической нелинейности их деформирования, то есть влияние продольных сил на значения изгибающих моментов, которое упрощенно можно трактовать как влияния прогиба элемента на увеличение начального эксцентриситета продольной силы, а, следовательно, и изгибающих моментов. В некоторых источниках это явление называют влиянием *эффектов второго рода*. В общем случае, когда сжатый элемент является составной частью статически неопределимой системы, влияние продольного изгиба согласно требованиям норм учитывается расчетом конструкции по деформированной схеме [24]. Такой расчет производится методами строительной механики, однако при определении деформаций от единичных и внешних усилий в основной системе метода сил следует учитывать добавочные моменты, равные произведениям продольной силы на прогибы элемента в данном сечении. Поскольку до начала расчета прогибы неизвестны, их находят последовательными приближениями.

В том случае, когда жесткости сжатых элементов приняты постоянными по их длине, может быть применен метод начальных параметров, позволяющий производить расчет по деформированной схеме не прибегая к последовательным приближениям. Но, как было показано ранее, железобетонные элементы работают неупруго (особенно в стадии, близкой к разрушению), их жесткости переменны по длине элемента и неизвестны до расчета, т.к. зависят от величины действующих усилий. Поэтому расчет производят с использованием итерационных процедур.

В рамках общего метода расчета конструкции при действии изгибающих моментов и продольных сил, основанного на применении деформационной расчетной модели, появляется возможность получить в процессе расчета параметры деформированного состояния любого сечения по длине элемента и скорректировать их для заданного уровня усилий от внешних воздействий в расчетных сечениях с учетом прогибов, развивающихся в процессе деформирования сжатого элемента.

В качестве примера рассмотрим железобетонный элемент, нагруженный продольной силой N_{sd} , приложенной в точке P с эксцентриситетом e_x и e_y относительно центра тяжести сечения (рис. 6.28) (т.н. случай косоугольного внецентренного сжатия).

Как показывают экспериментальные исследования для сечений, подвергнутых косому внецентренному сжатию нейтральная ось сечения может располагаться не обязательно перпендикулярно к линии, соединяющей точку приложения продольной силы P и центр тяжести сечения G (линия PG на рис. 6.28). При этом разница в углах θ и α (рис. 6.28) возрастает с увеличением значений изгибающих моментов при неизменной величине продольной силы N_{sd} . Прогибы элемента, развивающиеся по направлению меньшей моментной оси сечения вызывают изменение суммарного момента, действующего в каждом сечении по длине элемента. При этом суммарный момент в каждом сечении по длине элемента складывается из начального момента (определенного при заданной величине эксцентриситета, или т.н. момента первого

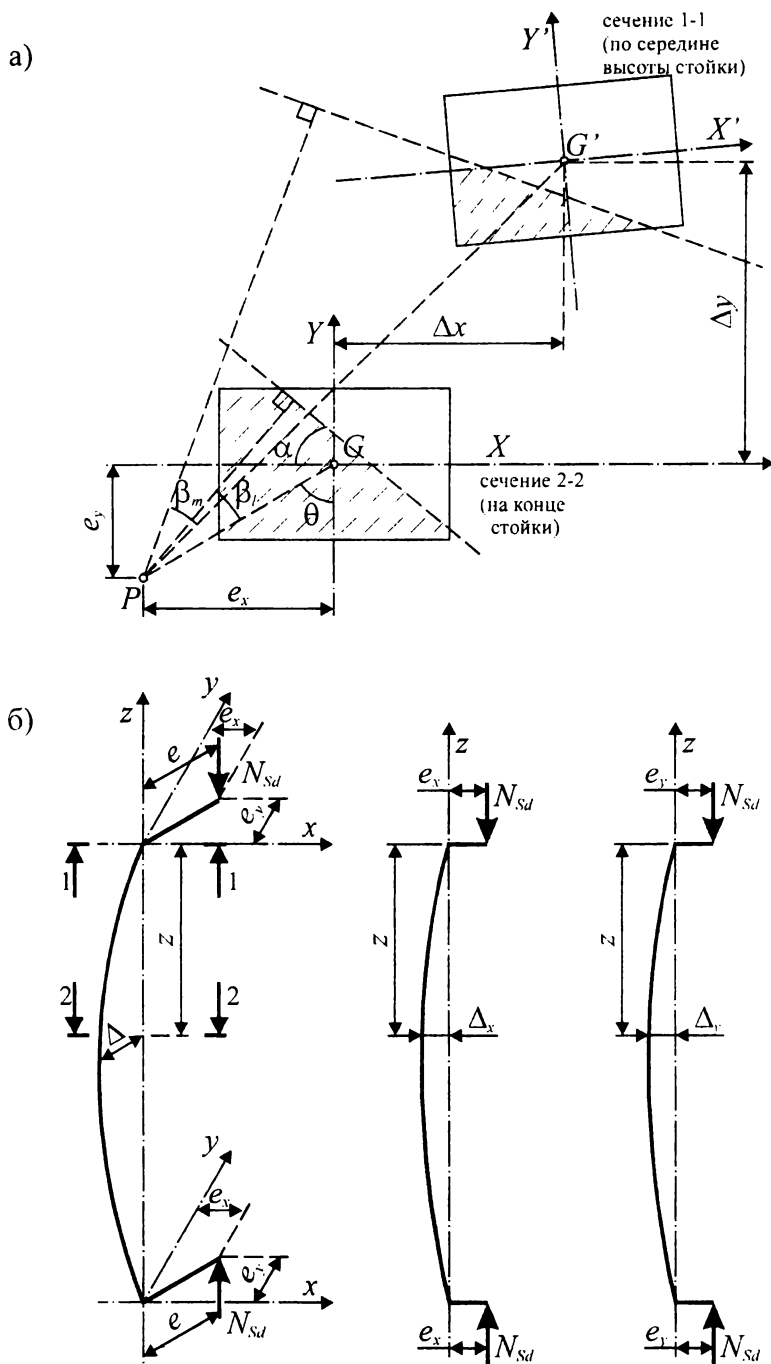


Рис. 6.28.

К общему случаю расчета сжатого элемента с учетом геометрической нелинейности

рода) и дополнительного момента, обусловленного развивающимся прогибом ($M_i = M_{0i} + N_{Sd}\Delta_i$). Это приводит к тому, что нейтральная ось изменяет свое положение от сечения к сечению (рис. 6.28), ее отклонение от начального положения (у закрепленного конца элемента) возрастает, наблюдается ее вращение по мере возрастания момента и кривизны сечения. Угол α , определяющий положение нейтральной оси, изменяется в каждом из сечений по длине элемента. Элемент помимо сжатия, очевидно, будет испытывать небольшое кручение и срез. Однако, этими эффектами в расчетах, как правило, пренебрегают, считая справедливой гипотезу плоских сечений.

Как было показано ранее (см. п. 6.3.3.1), внутренние усилия, которые воспринимает сечение сжатого элемента, зависят от прочностных и деформационных характеристик материалов, размеров и геометрии сечения, продольного усилия, положения нейтральной оси и кривизны, которая является функцией перемещений центральной оси элемента. При малых перемещениях продольной оси, что характерно для сжатых железобетонных элементов, кривизна сечения может рассматриваться как вторая производная от прогиба. Тогда компоненты изгибающего момента M_n , действующие в плоскостях соответствующих осей (рис. 6.28б), в общем виде можно записать:

$$M_{ix} = f(\text{свойства материалов, характеристики сечения, } N_{Sd}, \alpha, u''); \quad (6.150)$$

$$M_{iy} = f(\text{свойства материалов, характеристики сечения, } N_{Sd}, \alpha, v'').$$

Либо при заданных характеристиках сечения и свойствах материалов:

$$M_{ix} = f(N_{Sd}, \alpha, u''); \quad (6.150)$$

$$M_{iy} = f(N_{Sd}, \alpha, v''). \quad (6.151)$$

Расчетные уравнения M_{ix} и M_{iy} записывают в соответствии с положениями, изложенными в разделе 6.2.

Из условий равновесия внутренних усилий и внешних сил, приложенных к сечению, в общем виде получаем:

$$M_{0x} + N_{Sd}u(z) = \left(N_{Sd}, \alpha, u(z)'' \right); \quad (6.152)$$

$$M_{0y} + N_{Sd}v(z) = \left(N_{Sd}, \alpha, v(z)'' \right). \quad (6.153)$$

В уравнениях (6.152) и (6.153):

M_{0x}, M_{0y} – моменты соответственно в плоскостях осей x и y , определенные без учета прогибов (моменты первого рода);

N_{Sd} – продольная сила, действующая на элемент;

$u(z), v(z)$ – перемещения продольной оси элемента в плоскостях, проходящих соответственно через оси x и y .

Перемещения продольной оси элемента $u(z)$ и $v(z)$ в плоскостях осей x и y определяют из решения дифференциальных уравнений (6.152) и (6.153). Как правило для их решения используют методы численного интегрирования [25].

Следует отметить, что моменты M_n, M_{ix}, M_{iy} и кривизны $\varphi, \varphi_x, \varphi_y$ для рассматриваемого случая связаны уравнениями:

$$M_{ix}^2 + M_{iy}^2 = M_n^2 \quad (6.154)$$

или

$$M_{ix} = M_n \cos \theta; \quad (6.155)$$

$$M_{iy} = M_n \sin \theta, \quad (6.156)$$

и

$$\varphi_{ix}^2 + \varphi_{iy}^2 = \varphi^2 \quad (6.157)$$

или

$$\varphi_{ix} = \varphi \cos \alpha ; \quad (6.158)$$

$$\varphi_{iy} = \varphi \sin \alpha . \quad (6.159)$$

Перемещения (прогибы) могут быть рассчитаны в каждой из плоскостей, в которых действуют моменты, пользуясь методами строительной механики при установленных параметрах деформированного состояния сечений по длине элемента (в частности, распределения кривизн φ_x , φ_y), пользуясь уравнениями общего деформационного метода (см. раздел 6.2):

$$u(z) = \int_0^l \overline{M}_x \varphi_x(z) dz ; \quad (6.160)$$

$$v(z) = \int_0^l \overline{M}_y \varphi_y(z) dz , \quad (6.161)$$

где: \overline{M}_x , \overline{M}_y – моменты от единичных сил, приложенных по направлению искомого перемещения.

$\varphi_x = \left(\frac{1}{r} \right)_x$, $\varphi_y = \left(\frac{1}{r} \right)_y$ – кривизны в плоскостях осей x и y .

Безусловно, детальный расчет сжатого элемента с учетом прогиба является трудоемким, требует применения компьютерной техники и реализуется в специальных вычислительных комплексах.

Здесь необходимо сделать одно замечание, относящееся к использованию диаграмм деформирования для материалов в расчетах такого типа. Как было показано выше, в процессе деформирования отдельные сечения по длине элемента испытывают различное напряженно-деформированное состояние. При этом, когда в критическом сечении достигаются предельные усилия, другие сечения, например расположенные у концов стержня (при соответствующих условиях закрепления), будут работать в упругой стадии. Вместе с тем, для получения кривой распределения кривизны или прогибов по длине элемента параметры деформированного сечения должны быть рассчитаны при единообразно назначенных параметрических точках диаграмм деформирования для материалов. Поэтому при расчете следует использовать полную диаграмму деформирования (рис. 4.6) со средними значениями напряжений и деформаций в параметрических точках, а прочность сжатого элемента проверять по условию (6.3).

б) Приближенные методы учета продольного изгиба при расчете сжатых элементов стержневых систем

В инженерной практике при расчете внецентренно сжатых элементов используют приближенные (упрощенные) методы, позволяющие учесть влияние прогиба на величину начального эксцентриситета, т.е. изменение величины начального момента, установленного статическим расчетом по упругой схеме.

Приближенные методы учета продольного изгиба рассматривают сжатые элементы стержневых систем как *условно изолированные*, учитывая особенности их деформирования в составе той или иной системы. При этом влияние кручения в

расчетах не учитывается, за исключением специальных случаев. В соответствии с требованиями нормативных документов [1, 6, 12] влияние продольного изгиба допускается не учитывать, если увеличение изгибающих моментов сжатых элементах при расчет по деформированной схеме не превышают 10 %.

Расчет должен гарантировать, что при наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок не произойдет потеря устойчивости всей стержневой системы или ее отдельного элемента, при этом прочность любых сечений элемента является обеспеченной.

Упрощенные приближенные методы расчета, учитывающие влияние продольного изгиба, можно разделить на две группы:

- **методы первой группы** – нелинейные методы расчета, допускающие упрощения при определении схемы нагрузок, эпюр усилий и перемещений; использующие упрощенные зависимости кривизны от продольных сил и изгибающих моментов, основанные на приближенных способах учета реологических свойств материалов;
- **методы второй группы** – методы, в которых выполняют проверку прочности наиболее напряженных сечений по усилиям, определенным из линейно-упругого статического расчета, скорректированными с учетом влияния **продольных сил** в сжатых элементах на величину изгибающих моментов.

в) Классификация конструкций по характеру проявления продольного изгиба

Конструктивные системы и элементы в расчетах подразделяют на связевые и рамные в зависимости от способности связевых элементов воспринимать горизонтальные нагрузки, а также на смещаемые и несмещаемые в зависимости от их способности противостоять увеличению изгибающих моментов в колоннах при поперечных перемещениях. Каркасы, имеющие связевые элементы (или без них), в которых влияние перемещения узлов на расчетные усилия не превышает 5 %, относятся к несмещаемым. Иначе они называются смещаемыми или податливыми. Связевые каркасы относятся к несмещаемым в случае, если их пространственная неизменяемость обеспечена соответствующими элементами жесткости, а также если связи симметрично расположены в здании и их поперечная жесткость удовлетворяет условиям:

$$\text{при } n \leq 3 \quad \alpha \leq 0,2 + 0,1n; \quad (6.162)$$

$$\text{при } n \geq 4 \quad \alpha \leq 0,6, \quad (6.163)$$

где: n – количество этажей;

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm} J_c}}, \quad (6.164)$$

здесь: h_{tot} – полная высота каркаса в метрах от обреза фундамента или другого недеформируемого элемента;

$E_{cm} J_c$ – номинальная суммарная изгибная жесткость всех вертикальных связевых элементов в рассматриваемом направлении. Если жесткость связевых элементов меняется по высоте здания, в расчетах используют эквивалентную жесткость;

F_v – сумма вертикальных нормативных нагрузок (при $\gamma_F = 1,0$) на связевые и раскрепляемые конструкции.

В многоэтажных рамных или связевых каркасах допускается принимать отдельный этаж смещаемым, если соблюдается условие:

$$Q = \frac{\sum N_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l} \leq 0,05 \quad (6.165)$$

где $\sum N_u$ и V_u – суммарная вертикальная и сдвигающая расчетные силы в рассматриваемом этаже;

Δ_0 – взаимное смещение верха и низа колонн рассматриваемого этажа от силы V_u , определяемое из линейно упругого расчета от данных нагрузок;

l – высота этажа (расстояние между центрами тяжести ригелей).

Способ расчета гибких элементов зависит от степени податливости системы. В несмещаемых каркасах анализу могут быть подвергнуты отдельные элементы (т.н. «условно изолированные стержни»), в то время как в смещаемых каркасах следует анализировать всю систему в целом.

Необходимость учета эффектов второго рода связывают с гибкостью элемента, которую характеризуют коэффициентом гибкости:

$$\lambda = l_0 / i$$

или для сечения прямоугольной формы

$$\lambda = l_0 / h,$$

где: l_0 – расчетная длина элемента, называемая иногда эффективной длиной;

i – радиус инерции сечения произвольной формы;

h – высота прямоугольного сечения.

Традиционно в зависимости от коэффициента гибкости λ сжатые элементы классифицируют как:

- короткие (негибкие), для которых $\lambda \leq \lambda_{lim}$ и влияние продольного прогиба можно не учитывать;
- гибкие (при $\lambda > \lambda_{lim}$), для которых необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Для определения λ_{lim} следует использовать зависимость:

$$\lambda_{lim} \leq 34 - 12 \frac{M_{min}}{M_{max}}, \quad (6.166)$$

где M_{max} – больший из изгибающих моментов в опорных сечениях колонн (всегда положительный);

M_{min} – меньший момент (может быть обоих знаков).

При этом в формуле (6.166) $\frac{M_{min}}{M_{max}} \geq -0,5$.

Значение $\frac{M_{min}}{M_{max}}$ принимается положительным, если по всей длине колонны кривизна не меняет знак.

2) Расчетные длины сжатых элементов

Определение гибкости сжатого элемента связано с установлением его расчетной длины l_0 , которая в свою очередь зависит от фактической длины колонны (стойки) l_{col} и условий ее закрепления в верхних и нижних узлах.

Теоретически для этой цели могут быть использованы уравнения строительной механики и формула Эйлера для центрально нагруженного линейно-упругого призматического стержня с шарнирно-подвижным закреплением на концах:

$$N_{crit} = \pi^2 \frac{EJ}{l_{col}^2}.$$

В геометрической интерпретации расчетной длиной стойки l_0 является такая длина, в пределах которой деформированная ось элемента образует полуволну синусоиды. Тогда расчетную длину сжатого элемента можно записать:

$$l_0 = \beta_l l_{col}. \tag{6.167}$$

Значения коэффициентов β_l для условно изолированных сжатых стержней при различных условиях закрепления их концов в элементах несмещаемых и смещаемых каркасах представлены в табл. 6.12.

Таблица 6.12.

Значения коэффициента β_l для сжатых элементов [6, 40]

Элементы несмещаемых каркасов			Элементы смещаемых каркасов		
шарнирные узлы	жесткие узлы	упруго-податливые узлы	консольные элементы	комбинированные узлы	упруго-податливые узлы
					
$\beta_l = 1,0$	$\beta_l = 0,5$	$0,5 < \beta_l < 1,0$	$\beta_l = 2,0$	$\beta_l = 1,0$	$1,0 < \beta_l < \infty$

Для каркасов, в которых опорные узлы стоек имеют определенную упругую податливость, значения коэффициентов β_l заключены в интервале значений, определенных для условий жесткого и шарнирного закрепления узлов (см. табл. 6.12).

В соответствии с нормативными документами [1, 6] в системах с упруго-податливыми узлами (например, в местах соединения колонны с ригелем) коэффициент β_l определяют в зависимости от коэффициента жесткости K закрепления концов A и B стойки. Соответствующие значения коэффициентов жесткости K_A и K_B определяют по формуле:

$$K_{A(B)} = \frac{\sum \left(E_{cm} \frac{J_{col}}{l_{col}} \right)}{\sum \left(\alpha E_{cm} \frac{J_b}{l_{b,eff}} \right)}, \quad (6.168)$$

где: E_{cm} – средний модуль упругости бетона;

J_{col} и J_b – соответственно момент инерции сечения колонны и балки, опирающейся на колонну;

l_{col} – длина колонны (для многоэтажных зданий – расстояние между внутренними гранями горизонтальных элементов перекрытий);

$l_{b,eff}$ – расчетный пролет балки, соединенной с колонной;

α – параметр, учитывающий условия закрепления противоположного конца сопрягаемого с рассматриваемой колонной балочного элемента:

$\alpha = 1,0$ – жесткое или частичное закрепление;

$\alpha = 0,5$ – шарнирное закрепление;

$\alpha = 0$ – консольный элемент.

Для колонны нижнего этажа следует принимать:

– при защемлении $K = 0$;

– при шарнирном сопряжении с фундаментом $K = \infty$.

Для приближенного учета трещинообразования и ползучести бетона значения

J следует умножать на коэффициент $\gamma = \frac{k}{1 + \chi}$, при расчете которого значения k

принимают:

для ригелей – 0,35; для колонн – 0,70; для стен без трещин – 0,70; для стен с трещинами – 0,35; для плит плоских перекрытий – 0,25;

$\chi = \frac{N_{sd,lt}}{N_{sd}}$ – доля длительной нагрузки (усилия) в ее полном значении.

Значение β_l (k_A , k_B) определяют по номограмме (рис. 6.29) или (приблизительно) по формулам (6.169–6.173).

– для элементов несмещаемых каркасов как меньшее из двух значений:

$$\beta_l = 0,70 + 0,05(K_A + K_B) \leq 1,0; \quad (6.169)$$

$$\beta_l = 0,85 + 0,05K_{min} \leq 1,0, \quad (6.170)$$

где K_{min} – меньшее из значений K_A и K_B ;

– для защемленных с обоих концов элементов смещаемых каркасов:
в области $K_m < 2$

$$\beta_l = \frac{20 - K_m}{20} \sqrt{1 + K_m}; \quad (6.171)$$

в области $K_m \geq 2$

$$\beta_l = 0,9 \sqrt{1 + K_m}; \quad (6.172)$$

$$K_m = \frac{K_A + K_B}{2}. \quad (6.173a)$$

При этом для колонн с шарниром на одном из концов

$$K_m = 2,0 + 0,3K, \quad (6.173b)$$

где K – параметр на защемленном конце.

Для элементов наиболее часто применяемых конструкций расчетную длину l_0 допускается принимать:

- а) для сжатых элементов ферм и арок по табл. 6.13;
- б) для колонн одноэтажных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия), а также для эстакад – по табл. 6.14.

Таблица 6.13.

Наименование элементов	Расчетная длина l_0 элементов ферм и арок
1	2
1. Элементы ферм:	
а) верхний пояс при расчете:	
в плоскости фермы:	
при $e_0 < 1/8h_1$	0,9l
при $e_0 \geq 1/8h_1$	0,8l
из плоскости фермы:	
для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более)	0,8l
в остальных случаях	0,9l
б) раскосы и стойки при расчете:	
в плоскости фермы	0,8l
из плоскости фермы	
при $b_1/b_2 < 1.5$	0,9l
при $b_1/b_2 \geq 1.5$	0,8l
2. Арки:	
а) при расчете в плоскости арки	
трехшарнирной	0,580L
двухшарнирной	0,540L
безшарнирной	0,365L
б) при расчете из плоскости арки (любой)	1,0L

Обозначения, принятые в табл. 6.13:

- l – длина элемента между центрами примыкающих узлов для верхнего пояса фермы; при расчете из плоскости фермы – расстояние между точками его закрепления;
- L – длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки – длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки;
- h_1 – высота сечения верхнего пояса;
- b_1, b_2 – ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.

Таблица 6.14.

Расчетные длины для колонн одноэтажных зданий и эстакад

Характеристика здания и колонн

Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных
			Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Неразрезных
		Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных
			Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Многопролетных
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Разрезных
			Верхняя часть колонн	Неразрезных
		Колонны постоянного сечения зданий		Однопролетных
				Многопролетных
Эстакады	Крановые	При подкрановых балках	Разрезных	
			Неразрезных	
	Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением	Шарнирном	
			Жестком	

Обозначения, принятые в табл. 6.14: H – полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости; H_1 – высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки; H_2 – высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
Поперечной рамы или перпендикулярной оси эстакады	Перпендикулярной поперечной рамы или параллельной оси эстакады	
	При наличии	При отсутствии
	Связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	
$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$
$2,0H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
$1,5H$	$0,8H_1$	$1,2H$
$1,2H$	$0,8H_1$	$1,2H$
$2,5H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
$2,0H_1$	$0,8H_1$	$1,5H_1$
$1,5H_1$	$0,8H_1$	H_1
$2,0H$	H	$2,0H$
$1,5H$	$0,7H$	$1,5H$

Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной H_2 .

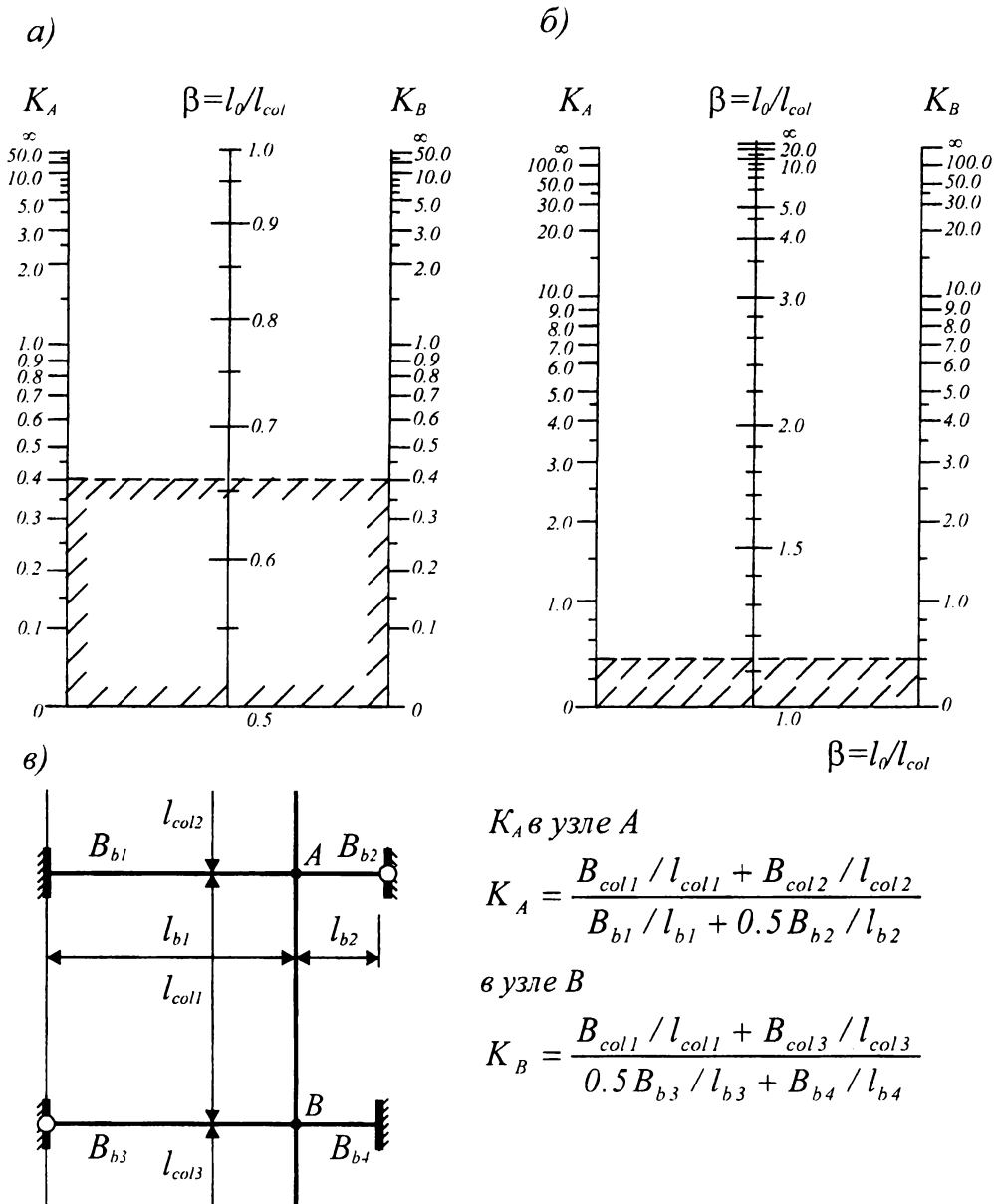


Рис. 6.29.

Номограмма для определения расчетных длин колонн:
а) несмещаемые каркасы; б) смещаемые каркасы.

д) Метод расчета, основанный на проверке «устойчивой прочности» гибкого элемента

Метод «устойчивой прочности» относится к методам второй группы (см. п. 6.3.3.2.б). Если принять, что упругая линия внецентренно сжатого элемента с шарнирными закреплениями по концам имеет вид синусоиды, т.е. $y = f \sin \pi x / l$ (где f – прогиб элемента в середине пролета, рис. 6.30), то дополнительный изгибающий момент, вызванный действием продольного изгиба, составит:

$$M_g = N_{Sd} \Delta y = N_{Sd} a \sin \pi z / l. \quad (6.174)$$

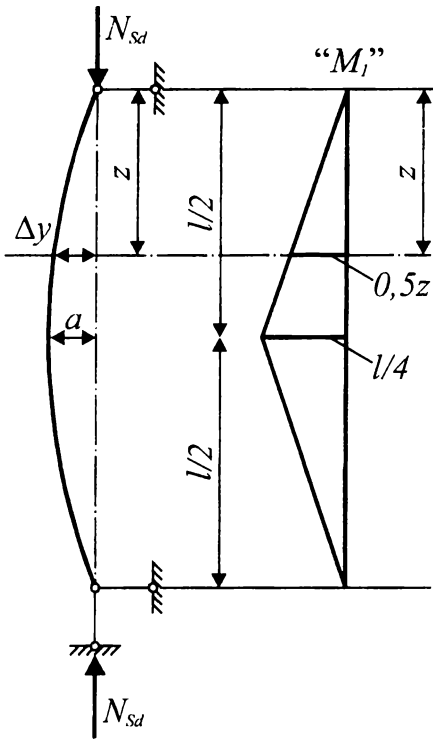


Рис. 3.30.

К определению прогиба при произвольном изгибе элемента с шарнирно закрепленными концами

Тогда полный прогиб a в общем случае можно определить из уравнения:

$$a = \int_0^l \frac{M_g \bar{M}_1}{EJ} dz + a_0, \quad (6.175)$$

где: a_0 – начальный прогиб, вызванный действием поперечной нагрузки;

\bar{M}_1 – момент от единичной силы, приложенной в середине пролета по направлению искомого перемещения.

После подстановки (6.174) в (6.175) получаем:

$$a = \frac{2 \int_0^l N a \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right) 0,5z dz}{EJ} + a_0 = \frac{N_{sd} l^2}{\pi^2 EJ} a + a_0$$

или

$$a = \frac{a_0}{1 - \frac{N l^2}{\pi^2 EJ}}. \quad (6.176)$$

Тогда полный момент в середине пролета составит:

$$M = M_{sd,0} + \frac{N_{sd} a_0}{1 - \frac{N_{sd} l^2}{\pi^2 EJ}}, \quad (6.177)$$

где $M_{sd,0}$ – момент в середине пролета от поперечной нагрузки.

Учитывая, что $a_0 = \rho_m \frac{M_0 l^2}{EJ}$ (где ρ_m – табличный коэффициент, см. главу 11),

получаем:

$$M = \frac{M_{Sd,0}}{1 - \frac{N_{Sd} l^2}{\pi^2 EJ}} \left[1 + \frac{N_{Sd} l^2}{\pi^2 EJ} \left(\rho_m - \frac{1}{\pi^2} \right) \right].$$

Так как $1/\pi^2 = 0,1013$, а ρ_m изменяется от 0,083 до 0,125, принимают приближенно $\rho_m \approx 1/\pi^2$, т.е.

$$M = M_{Sd,0} \eta, \quad (6.178)$$

где

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd} l^2}{\pi^2 EJ}}. \quad (6.179)$$

Принимая во внимание, что $\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ – это, по существу, Эйлера критическая сила N_{crit} , формула (6.179) может быть записана в виде:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}}. \quad (6.180)$$

При закреплении концов стержня, отличном от того, что было рассмотрено при выводе ф. (6.180), ее длина в ф. (6.177) заменяется расчетной длиной l_0 , определенной в соответствии с положениями, изложенными выше (см. п. 2). Значение критической силы N_{crit} для железобетонного элемента можно рассматривать как сумму критических сил для бетонного сечения $N_{crit,c}$ и арматуры $N_{crit,s}$. На основании экспериментальных исследований с учетом специфики железобетона (неупругой работы, особенно в стадиях, близких к разрушению) для определения критической силы N_{crit} нормы [1, 2] используют формулу, предложенную *Е.А. Чистяковым* и *К.Э. Талем*:

$$N_{crit} = \frac{9E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{J_c}{2k_{lt}} \left(\frac{0,11}{0,1 + e_0/h} + 0,1 \right) + \alpha_e J_s \right], \quad (6.181)$$

где: J_c и J_s – соответственно моменты инерции бетонного сечения площадью A_c и арматуры A_s ;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}.$$

При применении формулы (6.181) значения e_0/h должны приниматься не менее граничных значений

$$\frac{e_0}{h} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} \quad \text{и} \quad \frac{e_0}{h} = 0,05.$$

Ползучесть бетона в ф. (6.181) учитывается коэффициентом k_{lt} , равным:

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \varphi(\infty, t_0), \quad (6.182)$$

где: $N_{Sd,lt}$ – продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое по нормам [1, 6] (см. главу 4).

Влияние гибкости сжатого элемента несмещаемого каркаса на его несущую способность учитывают путем расчета его прочности как внецентренно сжатого элемента с учетом увеличения изгибающих моментов для сечений у концов рассматриваемого элемента и в середине трети его длины соответственно по формулам (6.183) и (6.184)

$$M_{Sd} = \eta_{ns} \cdot M_1 \cdot C_m, \quad \text{но не менее } M_1, \quad (6.183)$$

$$M_{Sd} = \eta_{ns} \cdot M_2, \quad (6.184)$$

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}},$$

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{I_0^2} \left[\frac{J_c}{k_{lt}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s \right],$$

где M_1 – момент у рассматриваемого конца элемента;

M_2 – максимальный момент в пределах средней трети длины элемента. Для ступенчатых колонн за отдельный элемент принимают часть колонны с постоянными размерам поперечного сечения.

Значение C_m в формуле (6.183) определяют

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{min}}{M_{max}} \geq 0,4,$$

где M_{max} – больший из изгибающих моментов в опорных сечениях колонн (всегда положительный);

M_{min} – меньший момент (может быть обоих знаков).

Для сжатых элементов несмещаемых рам, которые удовлетворяют условию

$$\lambda \leq 34 - 12 \frac{M_{min}}{M_{max}}, \quad (6.185)$$

продольный изгиб можно не учитывать.

В формуле (6.185) $\frac{M_{min}}{M_{max}} \geq -0,5$. Значение $\frac{M_{min}}{M_{max}}$ принимается положительным,

если по всей длине колонны кривизна не меняет знака.

При этом подразумевается, что увеличение момента за счет продольного изгиба происходит в пролете колонны. Прочность опорных сечений проверяют по опорному моменту M_l без учета продольного изгиба.

Полный расчетный эксцентриситет продольной силы N_{Sd} , определенный с учетом продольного изгиба, составит:

$$e_{tot} = (e_e + e_a)\eta, \quad \eta \geq 1, \quad (6.186)$$

где: e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый в зависимости от типа конструкции, длины элемента l_{col} и высоты сечения (по большему значению):

$e_a = \frac{l_{col}}{600}$ – в плосконапряженных (балках-стенках) и каркасных системах с несмещаемыми узлами; l_{col} – расстояние между точками закрепления элемента; для консольных элементов $l_{col} = l_0$;

$e_a = \frac{l_{col}}{600} \left(1 + \frac{1}{n}\right)$ – в каркасных системах со смещаемыми узлами; для элементов « n »-го этажа считая от верхнего;

$e_a = 10$ мм – для монолитных конструкций стен, оболочек, а также 20 мм – для сборных элементов, за исключением стен и оболочек;

$e_a = \frac{h}{30}$, здесь h – высота сечения элемента в плоскости действия расчетного момента;

$e_e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$ – эксцентриситет, определяемый из статического расчета:

здесь M_{Sd} – полный расчетный момент в сечении, вычисленный по деформационному расчету или с приближенным учетом продольного изгиба.

е) Упрощенный нелинейный расчет (метод определения кривизны)

Полный расчетный эксцентриситет при применении методов первой группы (см. п. 6.3.3.2.б) определяют по формуле:

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2, \quad (6.187)$$

где: e_0 – начальный эксцентриситет продольной силы, определяемый по формуле:

$$e_0 = \frac{M_{Sd1}}{N_{Sd}};$$

e_a – дополнительный незамеренный эксцентриситет, обусловленный несовершенствами изготовления и возведения конструкции, определяемый по формуле:

$$e_a = v \frac{l_0}{2},$$

здесь: $v = \frac{1}{100\sqrt{l}}$ – угол отклонения (рад) сжатого элемента от вертика-

ли, принимаемый не менее $v_{min} = 1/200$;

l_0 – расчетная длина элемента;

e_2 – дополнительный эксцентриситет, обусловленный продольным изгибом элемента.

Для сжатых элементов прямоугольного или круглого сечения, удовлетворяющих условиям

$$\lambda < 140 \text{ и } l_0 \geq 0,1h$$

максимальный прогиб e_2 допускается определять по упрощенной формуле, полученной по т.н. методу «модельной стойки» [44]:

$$e_2 = k_1 \frac{l_0^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right), \quad (6.188)$$

где: $\left(\frac{1}{r} \right) = \varphi_y$ – кривизна сжатого элемента в расчетном сечении, определяемая из

расчета по деформационной модели (см. раздел 6.2);

$$k_1 = \lambda / 20 - 0,75 \text{ для } 15 \leq \lambda \leq 35;$$

$$k_1 = 1 \text{ для } \lambda > 35.$$

Кривизну сжатого элемента в расчетном сечении допускается определять по упрощенной формуле, полученной в предположении, что сжатая и растянутая арматура получают деформации ε_{sy} , соответствующие пределу текучести

$\left(\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sc} = \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \right)$. Тогда кривизна сечения (см. рис. 6.31):

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{\varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc}}{0,9d} = k_\phi k_2 \frac{\alpha \varepsilon_{sy}}{0,9d}, \quad (6.189)$$

где: k_2 – коэффициент, учитывающий изменение кривизны $(1/r)$ с возрастанием продольной силы N_{sd} (см. рис. 6.32), определяемый по формуле:

$$k_2 = \frac{N_{ud} - N_{sd}}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1, \quad (6.190)$$

здесь: N_{ud} – усилие, воспринимаемое сечением при осевом приложении продольного усилия

$$N_{ud} = \alpha f_{cd} A_c + A_{s, tof yd}; \quad (6.191)$$

N_{bal} – продольная сила, соответствующая наибольшему изгибающему моменту. Для прямоугольных симметрично армированных сечений:

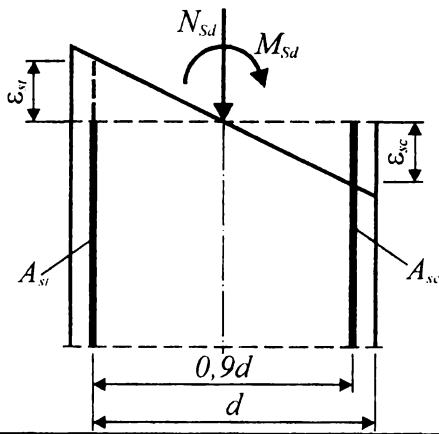


Рис. 6.31.

Расчетная схема к определению кривизны сечения по упрощенному способу

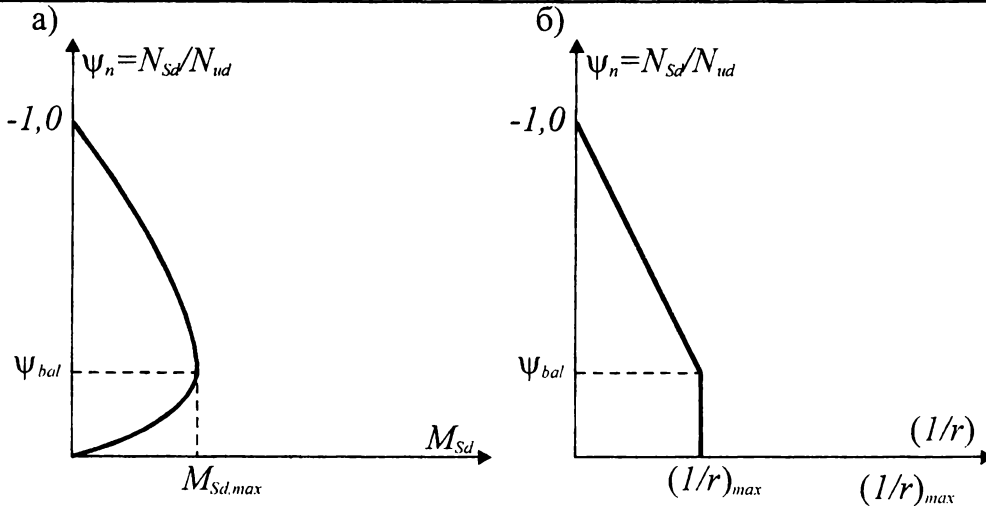


Рис. 6.32.

Кривая взаимодействия « $\psi_n - M_{Sd}$ » (а) и приближенная аппроксимация зависимости, описывающей изменение кривизны $(1/r)$ (б)

$$N_{bal} = 0,4\alpha f_{cd} A_c.$$

При расчетах можно принимать $k_2 = 1$, что обеспечивает большую безопасность конструкции;

k_φ – коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона. Для бетонов классов по прочности выше $C^{40}/_{50}$ $k_\varphi = 1 + \frac{\varphi(\infty, t_0)}{4}$, а для бетонов меньших классов допускается принимать $k_\varphi = 1,0$.

6.3.4. Сжатые бетонные элементы

В соответствии с требованиями нормативных документов [1, 6] прочность сжатых бетонных элементов N_{Rd} , прямоугольного сечения, выполненных из бетона класса по прочности не выше $C^{16}/_{20}$, допускается проверять по формуле

$$N_{Rd} = \varphi \alpha f_{cd} b h, \quad (6.192)$$

где: φ – коэффициент, значения которого представлены в табл. 6.15.

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию для неармированных элементов (при $\gamma_c = 1,8$).

Таблица 6.15.

Значения коэффициента φ

$\lambda_e = l_{eff} / h$	e_0 / h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,99	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

В табл. 6.15 значение e_0 определяют без учета продольного изгиба (ф. 6.187)

В случае, если $\lambda = l_0/h \geq 8$, при определении e_0 следует учитывать величину случайного эксцентриситета e_a .

Эффективную расчетную длину l_{eff} при пользовании таблицей 6.15 для учета влияния гибкости бетонного элемента следует определять по формуле:

$$l_{eff} = l_0 \sqrt{k_{lt}}, \quad (6.193)$$

в которой

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{sd,lt}}{N_{sd}} \Phi_{(\infty,t_0)}, \quad (6.194)$$

где: $\Phi_{(\infty,t_0)}$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с требованиями раздела 6 настоящих норм; для конструкций, эксплуатирующихся в условиях с относительной влажностью $RH = 40 \div 75\%$ и нагруженных в возрасте не менее 28 суток, допускается принимать $\Phi_{(\infty,t_0)} = 2,0$;

$N_{sd,lt}$ – продольная сила, вызванная действием постоянной расчетной нагрузки.

Если влияние гибкости в расчете по прочности не учитывается, следует принимать $l_{eff} = 0$.

Если коэффициент гибкости для сжатого бетонного элемента, выполненного из бетона класса по прочности более $C^{16}/_{20}$, составляет

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 20 \text{ или } \lambda = \frac{l_0}{h} \leq 6, \quad (6.195)$$

влияние продольного изгиба в расчете прочности можно не учитывать. В этом случае эффективную расчетную длину l_{eff} следует принимать равной нулю.

Прочность бетонных элементов с сечениями, отличающимися от прямоугольных, а также прямоугольных, выполненных из бетонов класса $C^{20}/_{25}$ и выше, допускается определять как для железобетонных элементов, подставляя в расчетные

формулы расчетное сопротивление бетона f_{cd} , определенное с коэффициентом $\gamma_c = 1.8$ и $A_{s,tot} = 0$. Влияние гибкости на прочность нормального сечения следует учитывать также, как и при расчете железобетонных элементов, определяя N_{crit} по формуле (6.181) при условии, что $J_s = 0$.

Расчет прочности бетонных и слабо армированных элементов при действии расчетной продольной силы N_{Ed} , приложенной в точке G с эксцентриситетом e_y и e_z относительно центра тяжести сечения без трещин (точка O, см. рис. 6.33а) допускается производить по формуле:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

где: N_{Rd} – расчетная продольная сила, воспринимаемая сечением, определяемая по формуле:

$$N_{Rd} = \alpha f_{cd} A_{c,eff} \quad (6.196)$$

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь поперечного сечения, в пределах которой принято равномерное распределение сжимающих напряжений (рис. 6.33б), равная $2a_z 2a_y$.

При расчете внецентренно сжатых прямоугольных сечений, когда расчетная продольная сила N_{Ed} приложена с эксцентриситетом e по направлению высоты сечения, несущую способность допускается определять по формуле:

$$N_{Rd} = \alpha f_{cd} b h_w \left(1 - \frac{2e}{h_w} \right) \quad (6.197)$$

где: b – ширина сечения;

h_w – высота сечения;

e – эксцентриситет силы N_{Ed} относительно центра тяжести бетонного сечения.

В случае, когда гибкость отдельно стоящих (условно изолированных) бетонных колонн и стен, выполненных в условиях строительной площадки, $\lambda > 20$, расчет несущей способности сжатых элементов допускается производить по формуле:

$$N_{Rd} = \alpha f_{cd} b h_w \varphi \quad (6.198)$$

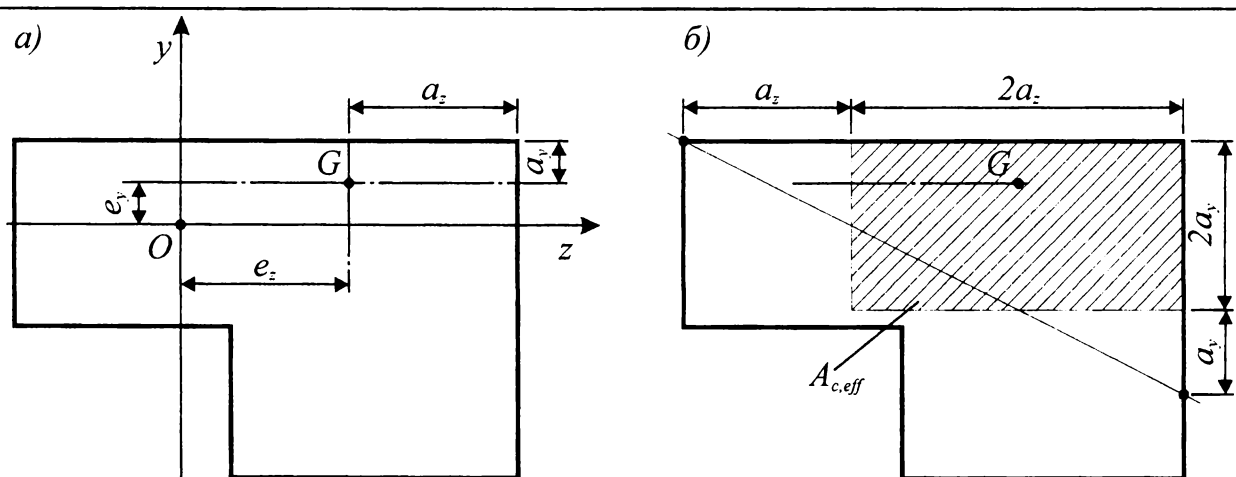


Рис. 6.33.

Эффективная площадь поперечного сечения при расчете бетонных элементов на косое внецентренное сжатие

где φ – коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности (эффектов второго рода) и определяемый по формуле:

$$\varphi = 1.14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right) - 0.02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \quad (6.199)$$

где: $e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi$;

e_0 – расчетный конструкционный эксцентриситет;

e_a – случайный эксцентриситет, который допускается принимать равным $e_a = 0,5l_0/200$;

e_φ – эксцентриситет, вызванный ползучестью бетона (допускается не учитывать);

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая по формуле:

$$l_0 = \beta \cdot l_w$$

здесь: l_w – полная высота элемента;

β – коэффициент, учитывающий условия закрепления элементов. В общем случае $\beta = 1$ для колонн, $\beta = 2$ для консольных колонн и стен, $\beta = 0,85$ если $l_w < l_h$.

Для других случаев закрепления стен значения коэффициента β следует определять по табл. 6.16. Гибкость бетонных сжатых элементов во всех случаях не должна превышать $\lambda = 86$.

6.3.5. Растянутые элементы

6.3.5.1. Центральные растянутые элементы. Как было показано в разделе 6.1, разрушение центрально растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины, он выключается из работы, а напряжения в арматуре для сечения, пронизанного трещиной, достигают предельных значений (физического или условного предела текучести). Условия равновесия для центрально растянутого элемента имеют вид:

$$N_{Sd} = F_{st}$$

или, записав равнодействующую F_{st} в напряжениях,

$$N_{Sd} = f_{yd} A_{st} \quad (6.200)$$

Требуемую площадь растянутой арматуры из ф. (6.200) определяют:

$$A_{st} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}}, \quad (6.201)$$

где f_{yd} – расчетное сопротивление растянутой арматуры.

6.3.5.2. Внецентренно растянутые элементы. При расчете внецентренно растянутых элементов рассматривают два характерных случая в зависимости от расположения в сечении растягивающего усилия N_{Sd} .

Если продольное растягивающее усилие располагается по отношению к сечению таким образом, что все сечение оказывается растянутым (случай малых экс-

Таблица 6.16.

Значения коэффициента β для определения расчетной длины бетонных стен

Вид закрепления	β
	$\beta = 1,0$ для любых l_w/l_h
	$\beta = 1 / \left[1 + \left(\frac{l_w}{l_h} \right)^2 \right]$
	Если $l_w \leq l_h$ $\beta = 1 / \left[1 + \left(\frac{l_w}{l_h} \right)^2 \right]$ если $l_w > l_h$ $\beta = 1 / \left(2 \frac{l_w}{l_h} \right)$

Примечания:

1. Значения β , представленные в табл. 6.16, применимы для стен, в которых высота проема не превышают $1/3 \cdot l_w$ и их площадь составляет не более 10 % полной площади стены. Для стен, закрепленных по трем или четырем сторонам, в случае, когда перечисленные ограничения не выполняются для части стены, располагаемой между отверстиями, коэффициент β следует принимать как для стены, закрепленной по двум сторонам.
2. Поперечные стены могут рассматриваться, как подкрепляющие элементы при выполнении следующих условий:
 - толщина поперечной подкрепляющей стены должна составлять не менее $0.5 \cdot h_w$, где h_w – толщина рассчитываемой стены;
 - подкрепляющая стена имеет высоту, равную l_w ;
 - длина подкрепляющей стены l_{nl} не менее $l_w/5$;
 - подкрепляющая стена на длине l_{nl} не имеет отверстий.

центриситетов, рис. 6.34), имеет место специфическое напряженно-деформированное состояние.

В силу принятых расчетных предпосылок бетон растянутой зоны (все сечение элемента) в расчете не учитывается, а фиктивная сжатая зона располагается вне сечения.

В предельном состоянии относительные деформации арматуры, располагаемой у наиболее растянутой грани сечения, достигают предельных значений $\epsilon_{su} = 10$ ‰. Деформации арматуры у менее растянутой грани могут быть определены исходя из гипотезы плоских сечений.

Условия равновесия для случая, показанного на рис. 6.34 (случай малых эксцентриситетов, когда растягивающее усилие N_{Sd} располагается между центрами тяжести арматуры $A_{st,1}$ и $A_{st,2}$):

$$N_{Sd} - F_{st1} - F_{st2} = 0; \quad (6.202)$$

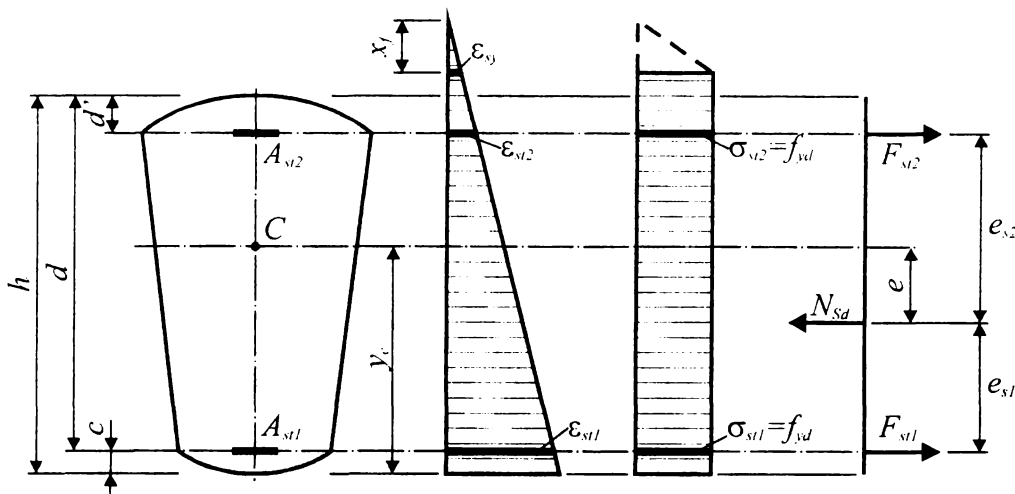


Рис. 6.34.

Эпюры деформаций и напряжений в сечении растянутого элемента при отсутствии сжатой зоны (случай малого эксцентриситета растягивающего усилия, $M_{Sd1} < 0$) [40]

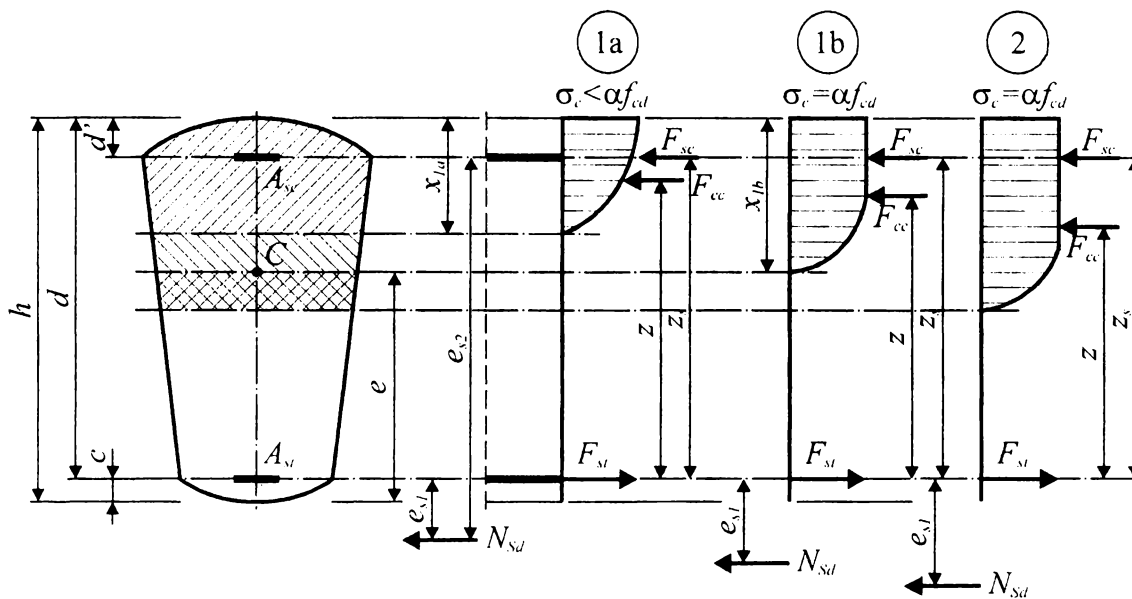


Рис. 6.35.

Эпюры напряжений в расчетном сечении внецентренно растянутого элемента для различных областей деформирования сечения согласно [40] (случай больших эксцентриситетов растягивающего усилия, $M_{Sd1} > 0$)

$$N_{Sd}e_{s1} - F_{st2}(d - d') = 0; \quad (6.203)$$

где: e_{s1} — эксцентриситет растягивающего усилия N_{Sd} относительно центра тяжести более растянутого армирования;

F_{st1} и F_{st2} — соответственно усилия в арматуре A_{st1} и A_{st2} .

Прочность внецентренно растянутых элементов в случае малых эксцентриситетов согласно [1, 6, 40] допускается проверять из условия:

$$N_{Sd}e_{s1} = F_{st2}(d - d'); \quad (6.204)$$

$$N_{Sd}e_{s2} = F_{st1}(d - c); \quad (6.205)$$

где e_{s2} – эксцентриситет растягивающего усилия относительно центра тяжести менее растянутой арматуры.

Для выявления случая, по которому следует производить расчет, можно использовать условие

$$M_{Sd,l} > 0, \quad (6.206)$$

при значении момента относительно центра тяжести наиболее растянутой арматуры

$$M_{Sd,l} = N_{Sd}(e - y_c + c), \quad (6.207)$$

где: e – эксцентриситет продольного растягивающего усилия N_{Sd} относительно центра тяжести сечения $e = M_{Sd}/N_{Sd}$;

y_c – расстояние от наиболее растянутой грани до центра тяжести сечения.

Если условие (6.206) выполняется, что для элемента прямоугольного сечения соответствует величине эксцентриситета $e > 0,5h - c$, имеет место случай больших эксцентриситетов. В этом случае в сечении присутствует фактическая сжатая зона, а эпюры относительных деформаций и напряжений соответствуют областям деформирования 1 или 2 согласно [40] (см. рис. 6.35). Для этого случая условия равновесия имеют вид:

$$F_{cc} + F_{sc} - F_{st} + N_{Sd} = 0; \quad (6.208)$$

$$M_{Sd,l} - F_{cc}z + F_{sc}(d - d') = 0. \quad (6.209)$$

Расчет прочности выполняют по формулам, используемым при расчете изгибаемых и внецентренно сжатых элементов (см. п.п. 6.3.2 и 6.3.3).

а) Подбор арматуры осуществляют в зависимости от расчетного случая приложения продольного растягивающего усилия N_{Sd} . Если $M_{Sd,l} < 0$, что для прямоугольного сечения соответствует условию $e < 0,5h - c$ (рис. 6.34, 6.36), площадь армирования A_{st1} рассчитывают из уравнения моментов относительно менее растянутой арматуры A_{st2} :

$$A_{st1} = \frac{N_{Sd}e_{s2}}{f_{yd}(d - c)}, \quad (6.210)$$

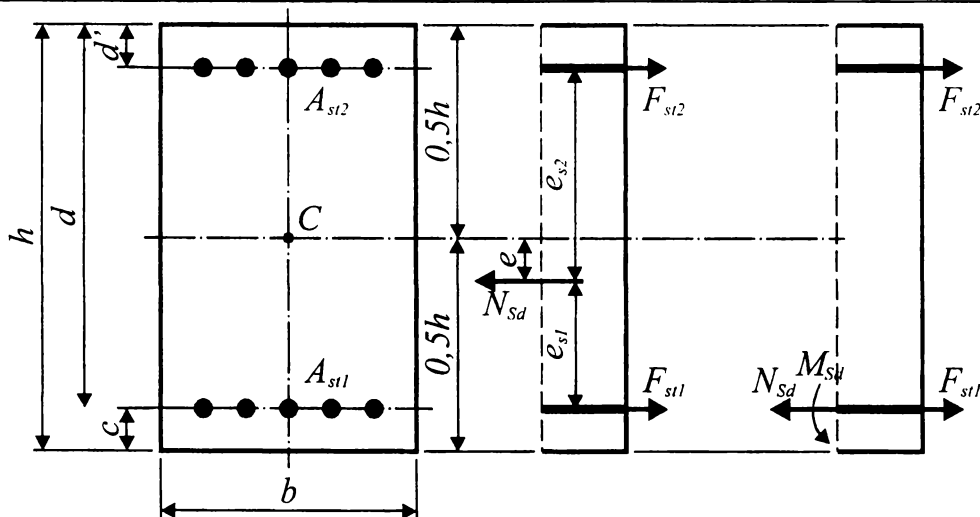


Рис. 6.36.

К расчету прямоугольного сечения при малом эксцентриситете растягивающего усилия ($e < 0,5h - c$)

где e_{s2} – расстояние между линией действия растягивающего усилия и центром тяжести арматуры A_{st2} (рис. 6.34, 6.36)

$$e_{s2} = e + 0,5h - d'. \quad (6.211)$$

Площадь арматуры A_{st2} определится из уравнения (6.204):

$$A_{st2} = \frac{N_{sd}e_{s1}}{f_{yd}(d - d')}, \quad (6.212)$$

где e_{s1} – эксцентриситет (рис. 6.34), определяемый по формуле:

$$e_{s1} = 0,5h - e - c.$$

Несложно заметить, что если эксцентриситет продольного растягивающего усилия $e = 0$ (осевое растяжение), из условия равновесия получаем:

$$A_{st1} = A_{st2} = \frac{0,5N_{sd}}{f_{yd}}. \quad (6.213)$$

Если условие $M_{sd,1} > 0$ выполняется, т.е. для прямоугольного сечения выполняется условие $e \geq 0,5h - c$, имеет место случай растяжения с большим эксцентриситетом (см. рис. 6.35, 6.37), когда в сечении имеет место фактическая сжатая зона. В этом случае для обеспечения вычислений в [40] рекомендуется воспользоваться табл. 6.7, применяемой при расчете изгибаемых и внецентренно сжатых элементов.

Положение нейтральной оси и область деформирования сечения определяют из табл. 6.7 по значению коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{sd,1}}{\alpha f_{cd} b d^2}. \quad (6.214)$$

Если $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$ (по табл. 6.7), что означает выполнение условия $x \leq x_{lim}$, армирование A_{sc} в сжатой зоне устанавливать по расчету нет необходимости.

Тогда площадь растянутой арматуры A_{st} определится из условия равновесия (проекция всех сил на продольную ось элемента) по формуле:

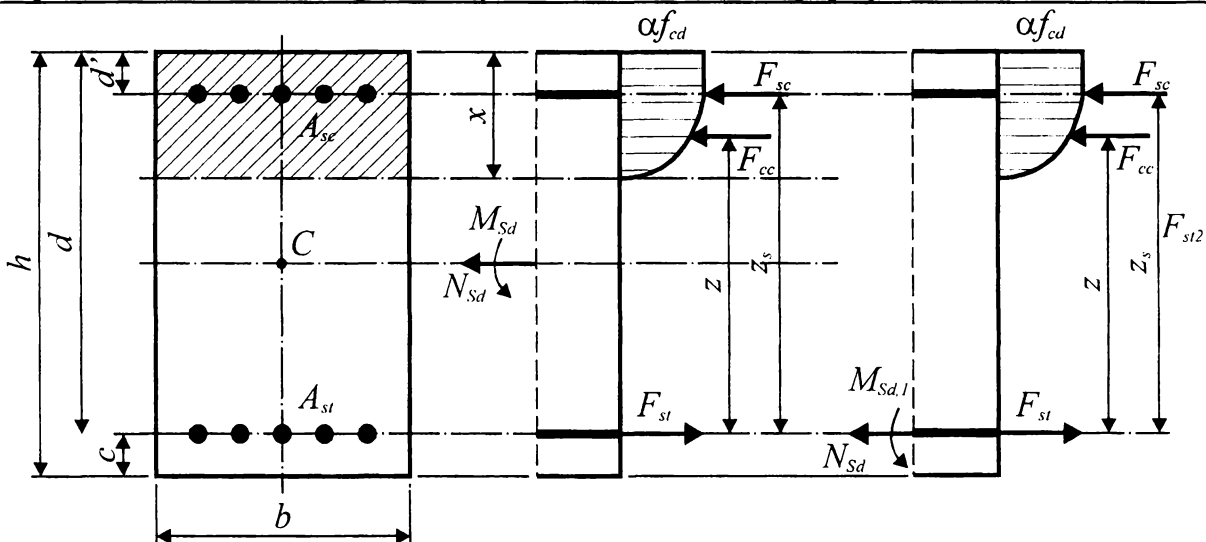


Рис. 6.37.

К расчету прямоугольного сечения при большом эксцентриситете растягивающего усилия ($e \geq 0,5h - c$)

$$A_{st} = (\omega \alpha f_{cd} b d + N_{Sd}) \frac{1}{f_{yd}}, \quad (6.215)$$

где ω – коэффициент, определяемый по табл. 6.7 для значения α_m , рассчитанного по ф. (6.214).

В общем случае армирование A_{sc} в сжатой зоне необходимо устанавливать по конструктивным соображениям ($A_{st} \geq A_{s,min}$). В этом случае расчет выполняют как для сечения с двойным армированием, принимая $A_{sc} = A_{sc,min}$.

Тогда, как и в случае внецентренного сжатия, корректируют значение коэффициента α_m по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd,l} - A_{sc,min} k_{s2} f_{yd} (d - d')}{\alpha f_{cd} b d^2}. \quad (6.216)$$

По рассчитанному (скорректированному) значению α_m по табл. 6.7 определяют ω и рассчитывают площадь арматуры A_{st}

$$A_{st} = (\omega \alpha f_{cd} b d + A_{sc,min} k_2 f_{yd} + N_{Sd}) \frac{1}{f_{yd}}. \quad (6.217)$$

Если значение α_m , рассчитанное по ф. (6.216) больше, чем $\alpha_{m,lim}$, т.е. $x > x_{lim}$, необходимо в сжатой зоне установить расчетное количество арматуры A_{sc} , площадь которой определяют по формуле

$$A_{sc} = \frac{M_{Sd,l} - \alpha_{m,lim} \alpha f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - d')}. \quad (6.218)$$

Площадь растянутой арматуры A_{st} определяют по ф. (6.217), приняв вместо ω граничное значение ω_{lim} (по табл. 6.7), а вместо $A_{sc,min}$ площадь арматуры A_{sc} , рассчитанную по ф. (6.218).

Для практического расчета прочности прямоугольных сечений, имеющих симметричное армирование при совместном действии изгибающих моментов M_{Sd} и продольных сил N_{Sd} (растягивающих или сжимающих) в рамках деформационной модели зачастую используют обобщенные номограммы (кривые взаимодействия, построенные в относительных показателях α_m , α_n , α_s). На рис. 6.38 показана номограмма для расчета прямоугольных сечений с симметричным армированием арматурой класса S500. По данной номограмме можно производить как расчет прочности сечения, так и подбор арматуры подобно тому, как это было прокомментировано для графика на рис. 6.26.

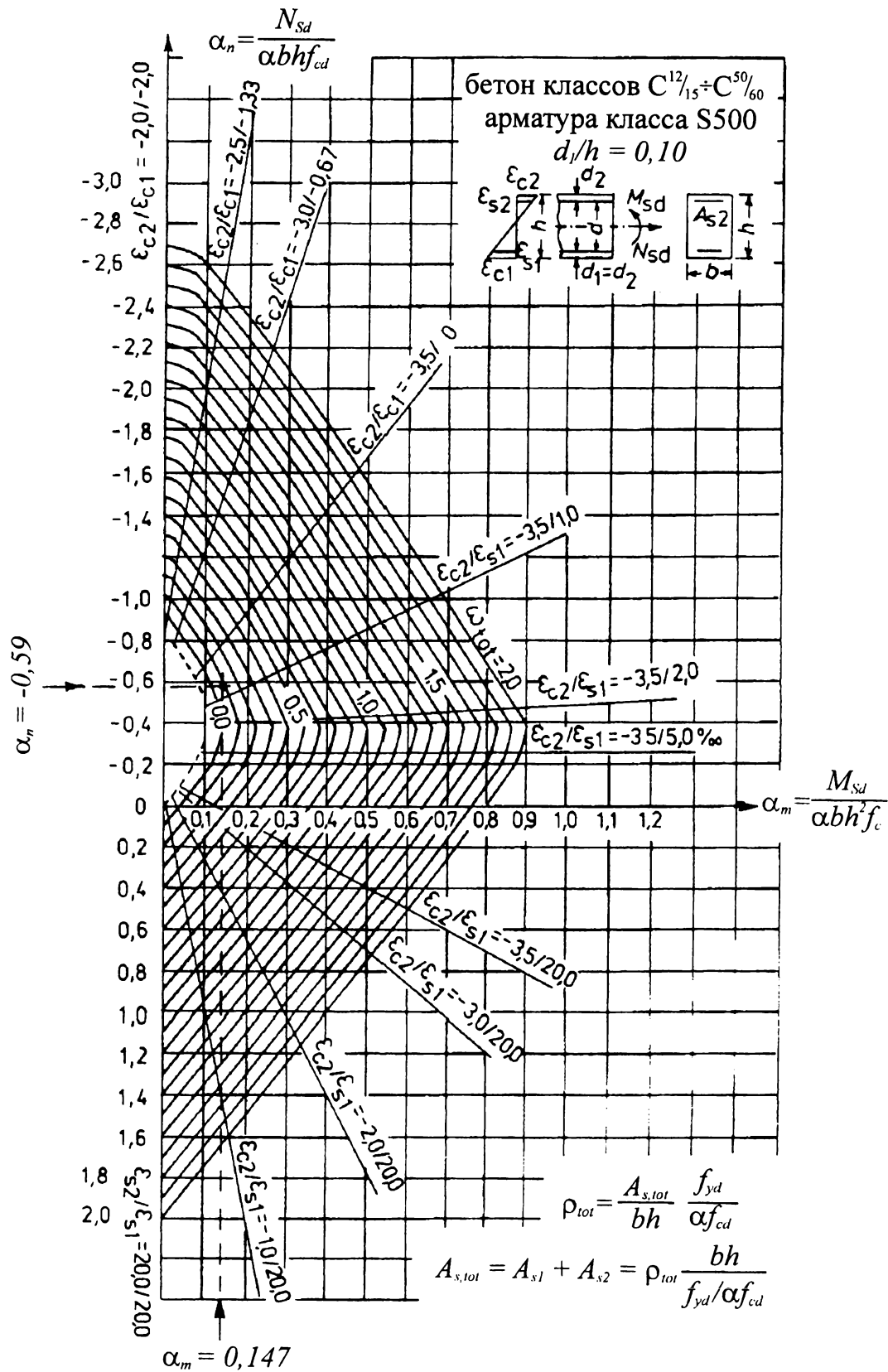


Рис. 6.38.

Номограмма для расчета прямоугольного сечения с симметричным армированием при действии изгибающих моментов и продольных сил [44]

6.4. Расчет прочности нормальных сечений железобетонных конструкций по методу предельных усилий

6.4.1. Общие положения

В соответствии с положениями норм [1, 2] расчет прочности нормальных сечений простой симметричной формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения допускается производить по предельным усилиям с использованием только уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению бетона на сжатие f_{cd} , умноженному на коэффициент α , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д., и принимаемый согласно указаний главы 4. При этом, сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона).

Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется напряжениями, равными расчетному сопротивлению арматуры растяжению при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной ($x_{eff} \leq x_{eff,lim}$). Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению арматуры при сжатии, которые принимают равными расчетным сопротивлениям арматуры растяжению, но не более напряжений, отвечающим предельным относительным деформациям бетона при осевом сжатии.

Прочность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, сжатой и растянутой арматуре при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной и предельными усилиями в сжатом бетоне и сжатой арматуре при высоте условной сжатой зоны больше граничной ($x_{eff} > x_{eff,lim}$).

6.4.2. Критерий, определяющий расчетный случай разрушения по нормальному сечению в методе предельных усилий

Метод расчета по предельным усилиям базируется на принципе пластического разрушения сечения, при котором достигаются предельные напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне (принцип *А.Ф. Лолейта*). На основании принципа *А.Ф. Лолейта* расчет нормального сечения по прочности производят, используя только лишь условия статического равновесия. Поэтому при расчете конструкции по методу предельных усилий необходимо прежде всего выяснить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения.

Как было показано ранее, в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушение сечения может происходить по двум случаям: по растянутой арматуре или по сжатому бетону (см. раздел 6.1).

Поскольку характер разрушения предопределен поведением растянутой арматуры при наступлении предельного состояния в нормальном сечении, проанализируем напряженное состояние в арматуре.

Как было показано ранее, деформации, а, следовательно, и напряжения, в растянутой арматуре зависят от высоты сжатой зоны сечения x . Из схемы распределения деформаций по высоте сечения (см. рис. 6.12), используя гипотезу плоского сечения

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right), \quad (6.219)$$

где $\xi = x/d$ – относительная высота сжатой зоны сечения.

Расчетная формула для определения относительных деформаций и напряжений в растянутой арматуре в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, применяемая в методе предельных усилий [2, 24], была получена базируясь на опытных данных.

Обработкой результатов экспериментальных исследований установлено, что в предельном состоянии связь между приращениями деформаций арматуры $\Delta\varepsilon_s$ от внешних воздействий и относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/d$ (при принятой прямоугольной эпюре распределения напряжений в сжатом бетоне) имеет в общем случае вид гиперболы (рис. 6.39).

В результате математической обработки расчетная зависимость, связывающая « $\varepsilon_s - \xi$ », имеет вид:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}}{1 - \xi_0/1,1} \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right), \quad (6.220)$$

где ε_{cu} – предельная сжимаемость для бетона, принимаемая равной наиболее осторожному значению для условий осевого сжатия $\varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰}$ для кратковременного и $\varepsilon_{cu} = 2,5 \text{ ‰}$ – для длительного нагружения.

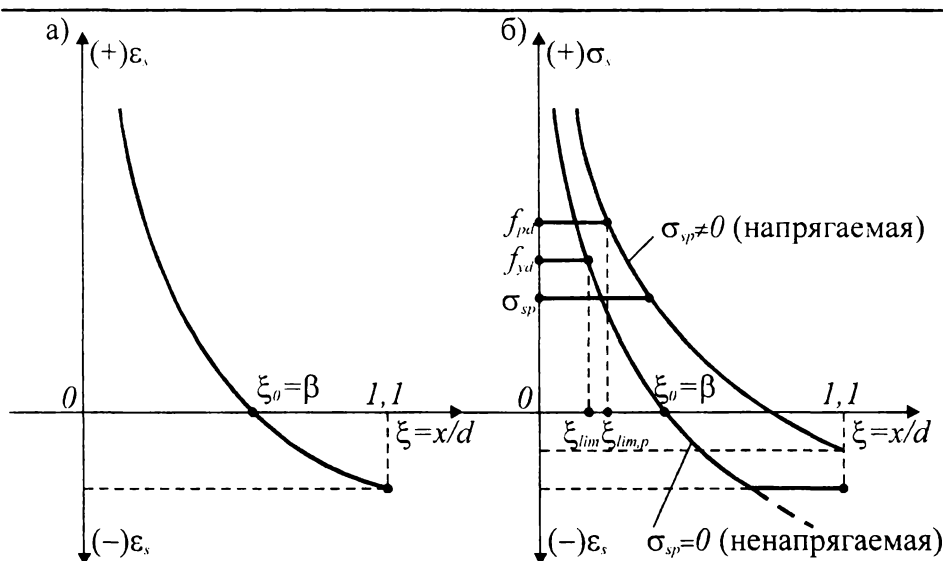


Рис. 6.39.

Зависимость деформаций (а) и напряжений (б) в растянутой арматуре от относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/d$ [24].

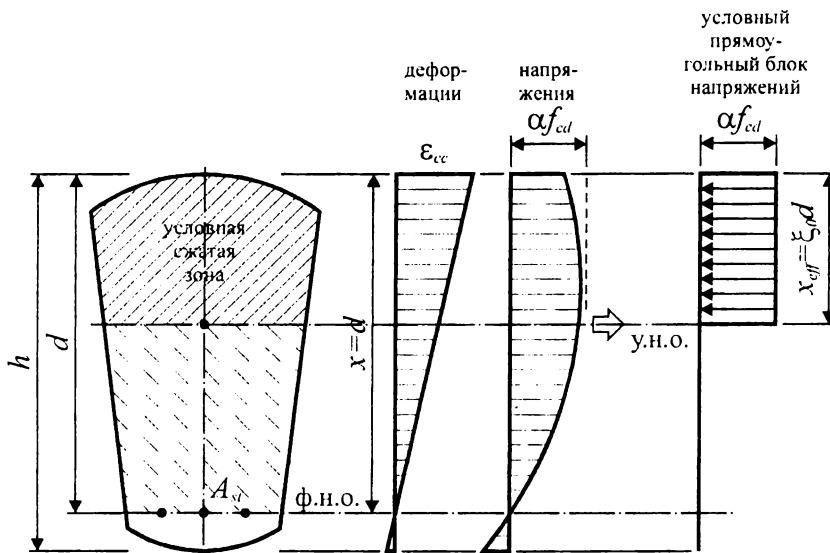


Рис. 6.40.

К определению величины ξ_0 .

Величина ξ_0 в ф. (6.220) представляет собой относительную высоту сжатой зоны бетона с прямоугольной эпюрой напряжений, при которой деформации и напряжения в растянутой арматуре равны нулю, т.е. когда фактическая нейтральная линия при фактической криволинейной эпюре напряжений проходит через центр тяжести арматуры и фактическая высота сжатой зоны $x = d$ (рис. 6.40).

Таким образом, величина ξ_0 , по существу, характеризует отклонение фактической эпюры напряжений в сжатой зоне сечения от принятой прямоугольной, то есть полноту эпюры напряжений в сжатом бетоне, обозначаемую далее β . Фактическая же эпюра напряжений в сжатой зоне бетона определяется характером диаграммы деформирования « $\sigma_c - \epsilon_c$ » (см. главу 4).

В случае, когда непосредственное использование диаграмм « $\sigma_c - \epsilon_c$ » затруднительно, коэффициент полноты эпюры напряжений определяют по эмпирической формуле:

$$\beta = \alpha_c - 0,008f_{cd} \quad (6.221)$$

где α_c – коэффициент, принимаемый равным 0,85 для тяжелого бетона и 0,8 – для легкого бетона.

Из рис. 6.40 видно, что с увеличением относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/d$ деформации арматуры ϵ_s уменьшаются, проходят через ноль при $\xi = \beta$, а затем переходят в деформации укорочения, которые увеличиваются до предельных деформаций укорочения бетона при $\xi = x/d = 1,1$.

Напряжения в продольной арматуре определяются по ее деформациям с помощью диаграммы деформирования « $\sigma_s - \epsilon_s$ ». Для упругой области работы арматуры $\sigma_s = \epsilon_s E_s$. Тогда:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{s,cu}}{1 - \beta/1,1} \left(\frac{\beta}{\xi} - 1 \right), \quad (6.222)$$

где $\sigma_{s,cu} = \varepsilon_{cu} E_s$.

Принимая модуль упругости стальной арматуры $E_s = 200 \cdot 10^3$ Н/мм², получаем:

– при $\varepsilon_{cu} = 2,0$ ‰ (кратковременное действие нагрузок):

$$\sigma_{s,cu} = 400 \text{ Н/мм}^2;$$

– при $\varepsilon_{cu} = 2,5$ ‰ (длительное действие нагрузок):

$$\sigma_{s,cu} = 500 \text{ Н/мм}^2.$$

На рис. 6.39б показана зависимость напряжений в продольной арматуре σ_s от относительной высоты сжатой зоны сечения $\xi = x/d$.

Относительная высота сжатой зоны ξ_{lim} (относительная граничная высота сжатой зоны), при которой напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, может быть определена из зависимости (6.222), принимая $\sigma_s = f_{yd}$:

$$\xi_{lim} = \frac{\beta}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\beta}{1,1}\right)}. \quad (6.223)$$

При предварительном напряжении арматуры к деформациям, вызванным действием усилий от внешних нагрузок, необходимо добавить деформации, вызванные начальным напряжением $\Delta\varepsilon_{sp}$.

Тогда в конечном виде, представленном в нормах [1, 2], зависимость (6.223) имеет вид:

$$\xi_{lim} = \frac{\beta}{1 + \frac{\sigma_{s,R}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\beta}{1,1}\right)}, \quad (6.224)$$

где:

– для предварительно напряженных конструкций, армированных сталями с физическим пределом текучести

$$\sigma_{s,R} = f_{pd} - \sigma_{sp};$$

– для конструкций без предварительного напряжения, армированных мягкими сталями

$$\sigma_{s,R} = f_{yd};$$

– для предварительно напряженных конструкций, армированных сталями с условным пределом текучести

$$\sigma_{s,R} = f_{pd} + \varepsilon_{0,2} E_s - \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = f_{pd} + 400 - \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp};$$

здесь $\Delta\sigma_{sp}$ – напряжения, вызванные неупругими деформациями напрягаемой арматуры.

Таким образом, если

$$\xi = x/d \leq \xi_{lim}$$

растянутая арматура достигает предела текучести и, тем самым, реализуется принцип пластического разрушения нормального сечения по А.Ф. Лейбиту;

$$\xi = x/d > \xi_{lim}$$

разрушение происходит по сжатому бетону и имеет место второй случай разрушения.

Следует отметить, что расчетная зависимость для определения ξ_{lim} является универсальной и может быть использована при расчете простых сечений при действии изгиба, внецентренного сжатия, внецентренного растяжения (при условии, что усилия действуют в плоскости симметрии сечения, а арматура сосредоточена у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней сечения).

6.4.3. Расчетные уравнения методы предельных усилий

6.4.3.1. Изгибаемые элементы. Прочность изгибаемых железобетонных элементов, имеющих как минимум одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости (рис. 6.41), следует проверять из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6.225)$$

где: $M_{Rd} = \alpha f_{cd} S_c + f_{yd} A_{sc} (d - c_1)$ (6.226)

При этом высота условной сжатой зоны x_{eff} определяется из условия

$$f_{yd} A_{s1} = \alpha f_{cd} A_{cc} + f_{yd} A_{sc} \quad (6.227)$$

При расчете сечений, имеющих полку в сжатой зоне, следует ограничивать значение ее расчетной ширины b_{eff} из условия, что размер свеса полки в каждую сторону от ребра должен быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

- при наличии поперечных ребер или при $h_f' \geq 0.1 \cdot h$ равным $1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;
- при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними большем, чем расстояние между продольными ребрами, и $h_f' < 0.1 \cdot h$ равным $b h_f'$;
- при консольных свесах полки:
 - при $h_f' \geq 0.1 \cdot h$ равным $b h_f'$;
 - при $0.05 \cdot h \leq h_f' \leq 0.1$ равным $3 h_f'$;
 - при $h_f' < 0.05 \cdot h$ – свесы не учитываются.

При расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие $x_{eff} \leq \xi_{lim} d$. В случае, когда площадь растянутой арматуры по конструктивным соображениям или из расчета по второй группе предельных состояний принята

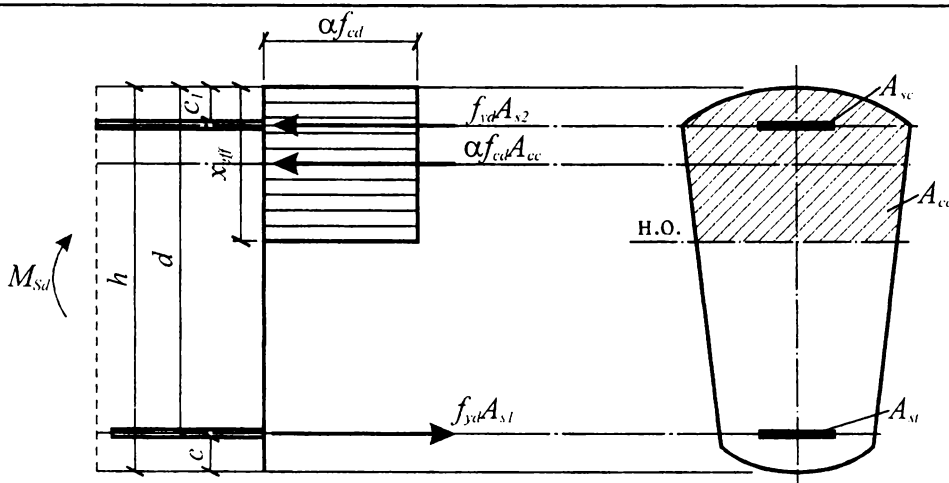


Рис. 6.41.

Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете его прочности

большой, чем это требуется для соблюдения условия $x_{eff} \leq \xi_{lim} d$, расчет следует производить, руководствуясь положениями деформационной расчетной модели (см. раздел 6.2).

Для элементов, выполненных из бетона классов $C^{25}/_{30}$ ($LC^{25}/_{30}$) и ниже с арматурой классов S240, S500 при $x_{eff} > \xi_{lim} d$ допускается производить расчет из условия (6.226), принимая значения $x_{eff} = \xi_{lim} d$.

Расчет железобетонных изгибаемых элементов прямоугольного сечения следует производить из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6.228)$$

где: $M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} (d - 0.5 \cdot x_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{sc} (d - c_1)$

при этом условная высота сжатой зоны x_{eff} определится из формулы:

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} = f_{yd} \cdot A_{st} - f_{yd} \cdot A_{sc} \quad (6.229)$$

При $x_{eff} > \xi_{lim} d$ допускается производить расчет из условия (6.228), принимая $x_{eff} = \xi_{lim} d$.

Расчет железобетонных изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечений, имеющих полку в сжатой зоне следует производить соблюдая следующие условия:

- если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты сжатой полки (рис. 6.42а), т.е. соблюдается условие

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} b'_f \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{sc} \quad (6.230)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки b'_f , по формуле (6.228);

- если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (6.230) не соблюдается, расчет производится из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6.231)$$

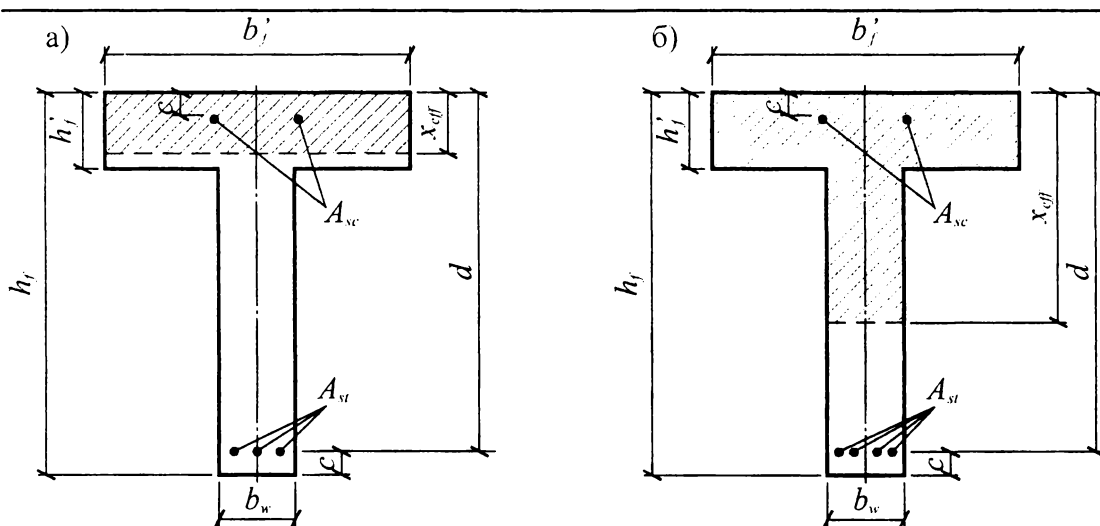


Рис. 6.42.

Положение границы условной сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента а) в полке; б) в ребре.

где
$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} (d - 0.5 \cdot x_{eff}) + \alpha \cdot f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f (d - 0.5 \cdot h'_f) + f_{yd} \cdot A_{sc} (d - c_1) \quad (6.232)$$

При этом высота сжатой зоны x_{eff} определяется по формуле

$$f_{yd} \cdot A_{st} - f_{yd} \cdot A_{sc} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} + \alpha \cdot f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f \quad (6.232)$$

При $x_{eff} > \xi_{lim} d$ для элементов, выполненных из бетона классов $C^{25}/_{30}$ ($LC^{25}/_{30}$) и ниже с арматурой S240, S500 расчет допускается производить из условия (6.232), принимая $x_{eff} = \xi_{lim} d$. В противном случае следует выполнять расчет по общей деформационной модели (см. раздел 6.2).

6.4.3.2. Внецентренно сжатые элементы. При расчете сечений внецентренно сжатых элементов по методу предельных усилий следует различать два случая:

- случай большого эксцентриситета, когда $x_{lim} / d \leq \xi_{lim}$ (рис. 6.43);
- случай малого эксцентриситета, когда $x_{lim} / d > \xi_{lim}$ (рис. 6.44).

Расчет прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов для случая большого эксцентриситета (при $x_{eff}/d \leq \xi_{lim}$) следует производить из условия (6.226) как для изгибаемых элементов (рис. 6.43), принимая $M_{Sd} = N_{Sd} e_{s1}$, а высоту сжатой зоны определять по формуле

$$N_{Sd} + f_{yd} A_{st} - f_{yd} A_{sc} = \alpha f_{cd} A_{cc} \quad (6.234)$$

При $x_{eff} > \xi_{lim} d$ расчет допускается производить из условия (6.226), но при этом высота сжатой зоны для элементов из бетона классов по прочности $C^{25}/_{30}$ и ниже определяют по формуле

$$N_{Sd} + \sigma_s \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \quad (6.235)$$

где
$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x_{eff}}{1 - \xi_{lim}} - 1 \right) f_{yd} \quad (6.236)$$

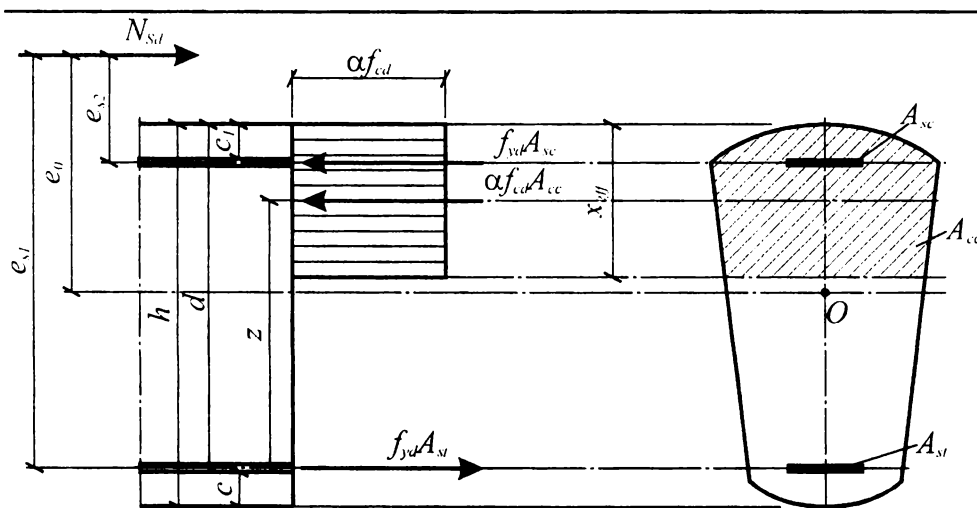


Рис. 6.43.

Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай больших эксцентриситетов)

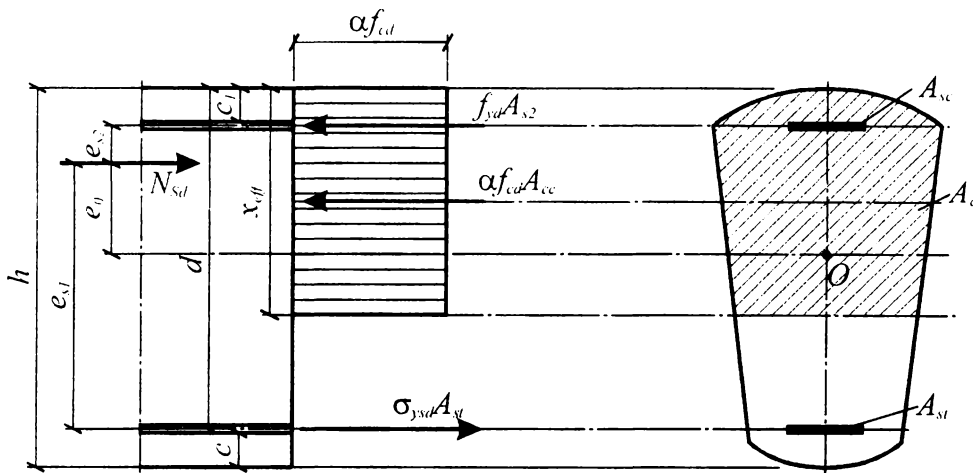


Рис. 6.44.

Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента при расчете его по прочности (случай с малым эксцентриситетом)

Для элементов из бетона классов по прочности выше $C^{25}/_{30}$ при $x_{eff} > \xi_{lim}d$ расчет рекомендуется выполнять в соответствии с положениями деформационной модели (см. раздел 6.2).

В случае, когда расчетная продольная сила N_{Sd} не превышает $0,08N_{cd}$ (где $N_{cd} = f_{cd}A_c$), допускается производить расчет по прочности как для изгибаемого элемента без учета продольной силы.

6.4.3.3. Растянутые элементы

а) Центрально-растянутые железобетонные элементы. При расчете прочности сечений центрально-растянутых железобетонных элементов должно соблюдаться условие

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (6.237)$$

где $N_{Rd} = f_{yd}A_{s,tot}$;

$A_{s,tot}$ – площадь стержней всей продольной арматуры в сечении.

б) Внецентренно-растянутые железобетонные элементы. Расчет прочности внецентренно растянутых элементов следует производить в зависимости от положения расчетной продольной силы при $e_0 = e_c$ (без учета случайного эксцентриситета) для двух случаев:

1) если расчетная продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре A_{s1} и A_{s2} – случай большого эксцентриситета (рис. 6.45а). В этом случае расчет прочности сечений допускается производить, принимая прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона как для изгибаемых элементов из условия

$$N_{Sd}e_{s1} \leq \alpha f_{cd}S_c + f_{yd}A_{sc}(d - c_1), \quad (6.238)$$

$$N_{Sd} \leq f_{yd}A_{st} - f_{yd}A_{sc} - \alpha f_{cd}A_c. \quad (6.239)$$

Для прямоугольных сечений

$$N_{Sd}e_{s1} \leq \alpha f_{cd}bx_{eff}(d - 0,5x_{eff}) + f_{yd}A_{sc}(d - c_1) \quad (6.240)$$

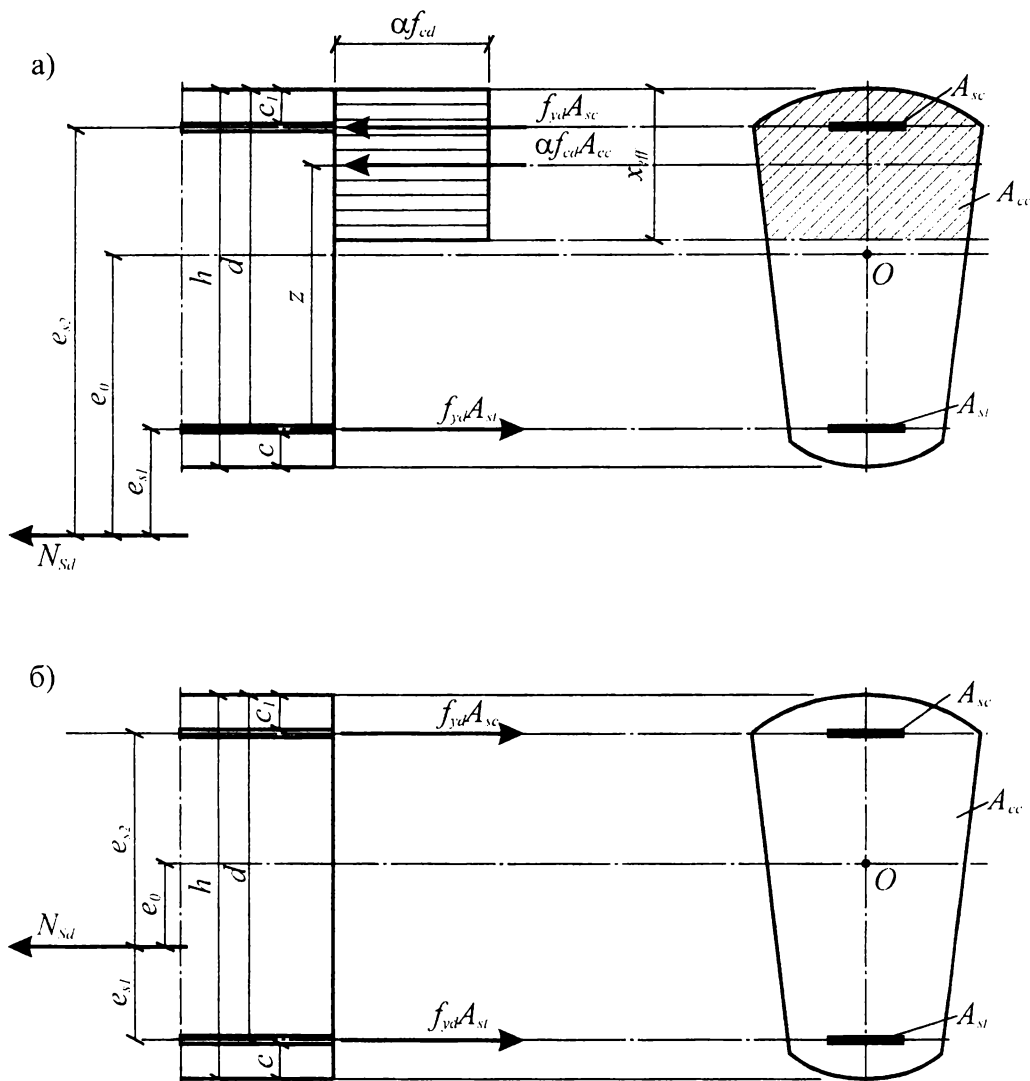


Рис. 6.45.

Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента при расчете по прочности

- а) случай больших эксцентриситетов;
 б) случай малых эксцентриситетов.

При этом высота сжатой зоны бетона определяется по формуле:

$$f_{yd}A_{st} - f_{yd}A_{sc} - N_{Sd} = \alpha f_{cd}bx_{eff} \quad (6.241)$$

Если полученные из расчета по формуле (6.241) значения $x_{eff} > \xi_{lim}d$, в условие (6.238) следует подставлять $x_{eff} = \xi_{lim}d$, где ξ_{lim} определяется по формуле (6.224).

Формулы (6.238) и (6.239) допускается применять только в том случае, когда центр тяжести сжатой арматуры расположен к наиболее сжатой грани сечения ближе, чем центр тяжести сжатой зоны сечения. В противном случае прочность сечения внецентренно растянутого элемента с большим эксцентриситетом следует определять по формуле

$$N_{Sd}(e_{s1} + d - c_1) = f_{yd}A_{st}(d - c_1) \quad (6.242)$$

- 2) Расчет внецентренно растянутых элементов в случае малых эксцентриситетов (рис. 6.45б) производят исходя из следующих предпосылок:

- в работе сечения не учитывается растянутый бетон;

– напряжения во всей растянутой арматуре, расположенной в сечении, равны расчетному сопротивлению f_{yd} .

В соответствии с принятыми предпосылками расчет внецентренно растянутых элементов для этого случая производят из условий

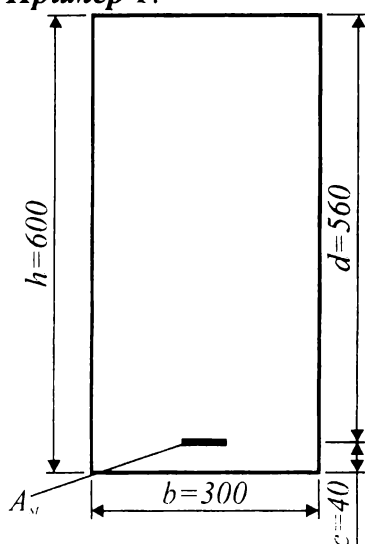
$$N_{Sd}e_{s2} = f_{yd}A_{st}(d - c_1) \quad (6.243)$$

$$N_{Sd}e_{s1} = f_{yd}A_{sc}(d - c_1) \quad (6.244)$$

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА К ГЛАВЕ 6

Изгибаемые элементы

Пример 1.



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами: $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $c = 40$ мм (рис. 6.48). Бетон тяжелый класса $C^{12}/_{15}$ ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1,5 = 8$ МПа). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Изгибающий момент, действующий в сечении $M_{Sd} = 300$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь продольной арматуры.

Рис. 6.46.

Решение

Определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{200 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 8 \cdot (10^2) \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,32.$$

Граничное значение

$$\alpha_{m,lim} = a_f \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} \right) \left[1 - k_2 \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{cu}} \right) \right].$$

По табл. 4.3 для бетона $C^{12}/_{15}$ $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, по табл. 6.6 $a_f = 0,81$, $k_2 = 0,416$.

Для арматуры S500 при $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{450}{20 \cdot 10^4} = 2,25 \text{ ‰}.$$

Тогда

$$\alpha_{m,lim} = 0,81 \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) \left[1 - 0,416 \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) \right] = 0,368,$$

$$\alpha_m = 0,312 < \alpha_{m,lim} = 0,368,$$

что свидетельствует о достижении растянутой арматурой предельных деформаций. Тогда

$$\eta = z/d = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,312}{1,947}} = 0,799$$

при $C_0 = \frac{a_f}{k_2} = \frac{0,81}{0,416} = 1,947$.

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{200(10^5)}{450 \cdot 0,799 \cdot 56(10^2)} = 9,93 \text{ см}^2$$

Принимаем: 4Ø18 S500 ($A_{st} = 10,18 \text{ см}^2$).

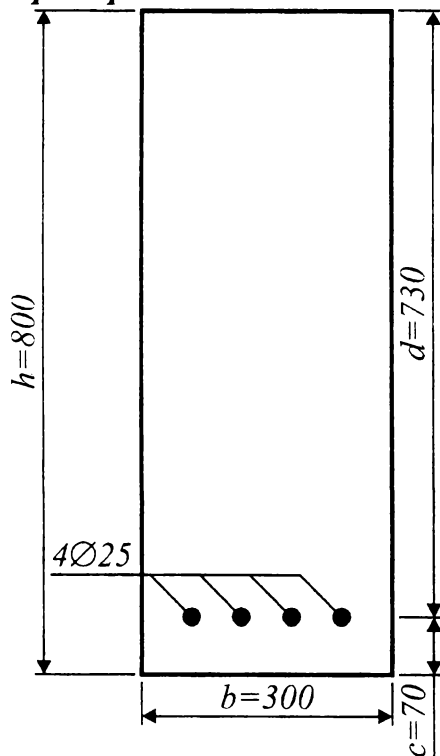
Выполняем расчет с использованием табл. 6.7.

При $\alpha_m = 0,312$ по табл. 6.7 устанавливаем, что деформированное состояние сечения соответствует области **2**, что означает достижение растянутой арматурой предельных деформаций.

При $\alpha_m = 0,312$ по табл. 6.7 $\eta = 0,799$, а требуемая площадь растянутой арматуры $A_{st} = 9,93 \text{ см}^2$.

Как видно, при использовании табл. 6.7 расчет существенно упрощается.

Пример 2.



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $c = 70$ мм (рис. 6.49). Бетон класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,4$ МПа). Растянутая арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{st} = 19,63 \text{ см}^2$ (4Ø25 S500). Изгибающий момент $M_{Sd} = 520 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Рис. 6.47.

Решение

Расчет выполняем с использованием табл. 6.7. Определяем коэффициент

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{19,63 \cdot 450}{0,85 \cdot 13,4 \cdot 30 \cdot 73} = 0,354.$$

По табл. 6.7 при $\omega = 0,354$, $\alpha_m = 0,289 < \alpha_{m,lim} = 0,368$.

Предельный момент, воспринимаемый сечением

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,289 \cdot 0,85 \cdot 13,4 \cdot 30 \cdot 73^2 (10^2) = 527,53 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_{Rd} = 527,53 > M_{Sd} = 520 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Произведем расчет другим путем. Определим высоту сжатой зоны сечения

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{450 \cdot 19,63}{0,81 \cdot 0,85 \cdot 13,4 \cdot 30} = 31,91 \text{ см},$$

$$x_{lim} = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) d = \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) 73 = 44,4 \text{ см},$$

$$x = 31,9 < x_{lim} = 44,4 \text{ см}.$$

Тогда предельный момент, воспринимаемый сечением

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x (d - k_2 \cdot x) = \\ &= 0,81 \cdot 0,85 \cdot 13,4 (10^2) 30 \cdot 31,9 (73 - 0,416 \cdot 31,9) = \\ &= 527,53 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 527,53 > M_{Sd} = 520 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 3.

Дано:

Прямоугольное сечение с размерами: $b = 300$ мм, $h = 700$ мм, $c = 50$ мм, $d' = 30$ мм. Бетон класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,7$ МПа). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). Площадь сжатой арматуры $A_{sc} = 9,42 \text{ см}^2$ ($3\varnothing 20$).

Требуется:

Определить площадь растянутой арматуры.

Предварительно определим требуемую площадь арматуры в сжатой зоне сечения. Для бетона $C^{25}/_{30}$ и арматуры S500, $\alpha_{m,lim} = 0,368$ по табл. 6.7, $k_{s2} = 1$ (полное использование сжатой арматуры)

$$A_{sc,prov} = \frac{M_{Sd} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - d')}$$

$$= \frac{680(10^5) - 0,368 \cdot 0,85 \cdot 16,7(10^2)30 \cdot 65^2}{1 \cdot 450(650 - 3)(10^2)} = 0,642 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям в сечении установлено $A_{sc} = 9,42 \text{ см}^2 > 0,642 \text{ см}^2$. Учитывая, что площадь конструктивной арматуры значительно превышает требуемую площадь $A_{sc,prov} = 0,642 \text{ см}^2$, дальнейший расчет производим при $A_{sc} = 9,42 \text{ см}^2$.

Определяем $\eta = z/d$ по ф. (6.106):

$$\eta = z/d = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,231}{1,947}} = 0,862,$$

где

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} (d - d')}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{680(10^5) - 450(10^2)9,42 \cdot 1(65 - 3)}{0,85 \cdot 16,7(10^2)30 \cdot 65^2} = 0,231,$$

$$C_0 = a_f / k_2 = 1,947.$$

По табл. 6.7 при $\alpha_m = 0,231$ получаем $x/d = 0,33$, а по табл. 6.8 при $d/d' = 3/65 = 0,046$ получаем $k_{s2} = 1,0$. Площадь растянутой арматуры составит:

$$A_{st} = \frac{C_0 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d (1 - \eta) + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{1,947 \cdot 0,85 \cdot 16,7 \cdot 30 \cdot 65 (1 - 0,862) + 1 \cdot 450 \cdot 9,42}{450} = 25,94 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\emptyset 25 + 2\emptyset 20$ ($A_{st} = 25,91 \text{ см}^2$).

Повторим расчет с использованием табл. 6.7. При $\alpha_m = 0,231$ по табл. 6.7 $\omega = 0,267$. Площадь растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{0,267 \cdot 0,85 \cdot 16,7 \cdot 30 \cdot 65 + 1 \cdot 450 \cdot 9,42}{450} = 25,84 \text{ см}^2.$$

Пример 4.

Дано:

Прямоугольное сечение размерами: $b = 300 \text{ мм}$, $h = 700 \text{ мм}$, $c = 70 \text{ мм}$, $d' = 30 \text{ мм}$ (рис. 6.50). Бетон тяжелый класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16,7 \text{ МПа}$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 450 \text{ МПа}$). Площадь растянутой продольной арматуры $A_{st} = 32,17 \text{ см}^2$ ($4\emptyset 32$), сжатой $A_{sc} = 3,39 \text{ см}^2$ ($3\emptyset 12$). Изгибающий момент $M_{Sd} = 600 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

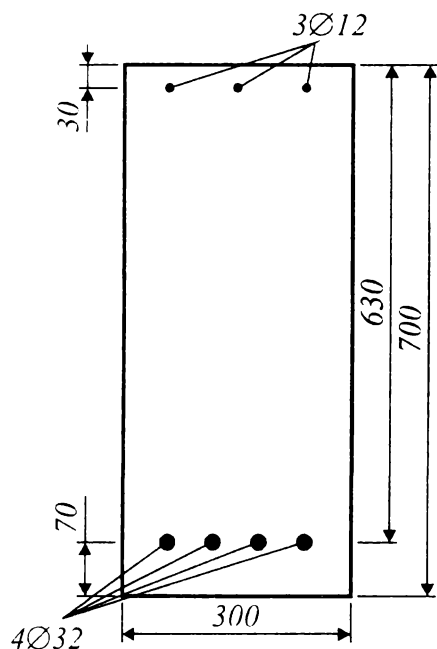


Рис. 6.48.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

Принимая в первом приближении $k_{s2} = 1,0$, определяем ω

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd} - A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{32,17 \cdot 450 - 3,39 \cdot 1 \cdot 450}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 30 \cdot 65} = 0,467.$$

По табл. 6.7 при $\omega = 0,467$, $x/d = 0,58$, $\alpha_m = 0,356 < \alpha_{m,lim} = 0,368$ (для бетона $C^{25}/_{30}$ и арматуры S500). По табл. 6.8 при $x/d = 0,58$ и $d/d' = 3/65 = 0,046$, $k_{s2} = 1,0$.

Прочность сечения

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - d') = \\ &= 0,356 \cdot 0,85 \cdot 16,7 (10^2) 30 \cdot 65^2 + 3,39 \cdot 450 (10^2) (65 - 3) = \\ &= 735,1 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 735,1 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 600 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 5.

Дано:

Тавровое сечение, геометрические размеры которого показаны на рис. 6.51. Бетон тяжелый класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа), по табл. 6.6 $a_f = 0,81$, $k_2 = 0,416$. Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Момент, действующий в сечении $M_{Sd} = 280$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь растянутой арматуры.

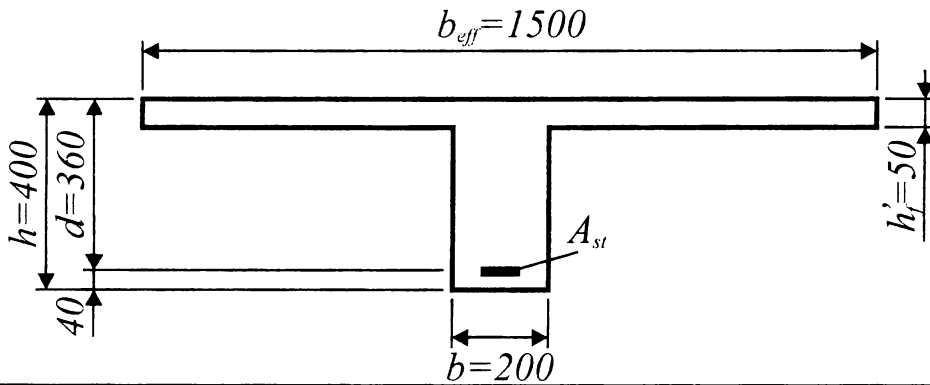


Рис. 6.49.

Решение:

Для сечения с одиночным армированием проверяем условие, определяющее положение нейтральной оси:

$$\begin{aligned} M_{Sd} &\leq M_{Rd} = a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f (d - k_2 \cdot h'_f) = \\ &= 0,81 \cdot 0,85 \cdot 16,7(10^2) 150 \cdot 5(36 - 0,416 \cdot 5) = \\ &= 292,5 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

нейтральная ось располагается в пределах полки, дальнейший расчет производим как прямоугольного сечения, имеющего размеры $b = b_{eff} = 150$ см, $h = 40$ см.

Определяем

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{280 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 16,7(10^2) 150 \cdot 36^2} = 0,101.$$

$$\alpha_m = 0,101 < \alpha_{m,lim} = 0,368 \text{ для бетона } C^{20}/_{25} \text{ и арматуры S500.}$$

По табл. 6.7 при $\alpha_m = 0,101$, $\eta = 0,938$.

Площадь растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{280 \cdot 10^5}{450(10^2) 0,938 \cdot 36} = 18,42 \text{ см}^2.$$

Принимаем: $3\varnothing 28$ S500 ($A_{st} = 18,47 \text{ см}^2$).

Пример 6.

Дано:

Тавровое сечение с геометрическими размерами, показанными на рис. 6.52. Бетон тяжелый класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа), $a_f = 0,81$, $k_2 = 0,416$. Продольная арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). В сжатой зоне установлена арматура, площадь которой составляет $A_{sc} = 3,39 \text{ см}^2$ ($3\varnothing 12$ S500). Изгибающий момент $M_{Sd} = 300 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуется:

Определить площадь растянутой арматуры.

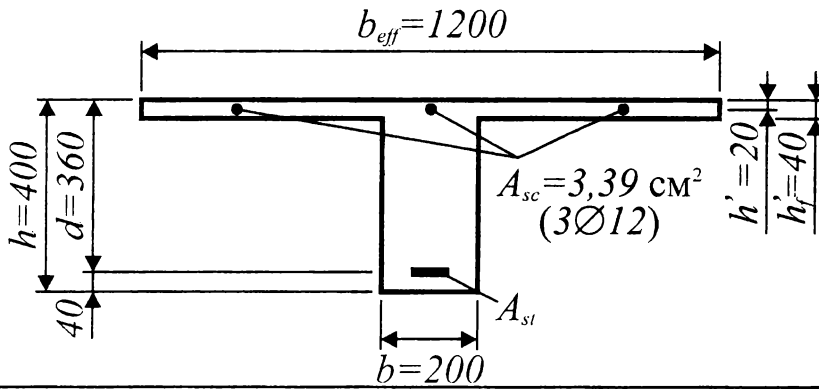


Рис. 6.50.

Решение:

Для сечения с двойным армированием проверяем условие, определяющее положение нейтральной оси: $M_{Sd} \leq M_{Rd0}$, где

$$\begin{aligned} M_{Rd0} &= a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f (d - k_2 \cdot h'_f) + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} (d - d') = \\ &= 0,81 \cdot 0,85 \cdot 16,7(10^2) 120 \cdot 4(36 - 0,416 \cdot 4) + 1 \cdot 450(10^2) 3,39 \cdot (36 - 2) \\ &= 241,36 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

$$M_{Sd} = 300 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Rd0} = 241,36 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

что означает, что нейтральная ось располагается в ребре сечения.

Для этого случая

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Sd} - a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} (b_{eff} - b) h'_f (d - 0,5 h'_f) - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} (d - d')}{C_0 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \\ &= \frac{300(10^5) - 0,81 \cdot 0,85 \cdot 16,7(10^2) (120 - 20) 4(36 - 0,5 \cdot 4) - 1 \cdot 450(10^2) 3,39(36 - 2)}{1,947 \cdot 0,85 \cdot 16,7(10^2) 20 \cdot 36^2} = \\ &= 0,218. \end{aligned}$$

$$\alpha_m = 0,128 < \alpha_{m,lim} = 0,368 \text{ для бетона класса } C^{25}/_{30} \text{ и арматуры S500.}$$

По табл. 6.7 при $\alpha_m = 0,128$ определяем $\omega = 0,131$.

Площадь растянутой арматуры

$$\begin{aligned} A_{st} &= \frac{\alpha \cdot f_{cd} [\omega \cdot b \cdot d + a_f (b_{eff} - b) h'_f]}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 16,7 [0,131 \cdot 20 \cdot 36 + 0,81(120 - 20) 4]}{450} = \\ &= 13,29 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Принимаем 3Ø25 S500 ($A_{st} = 14,73 \text{ см}^2$).

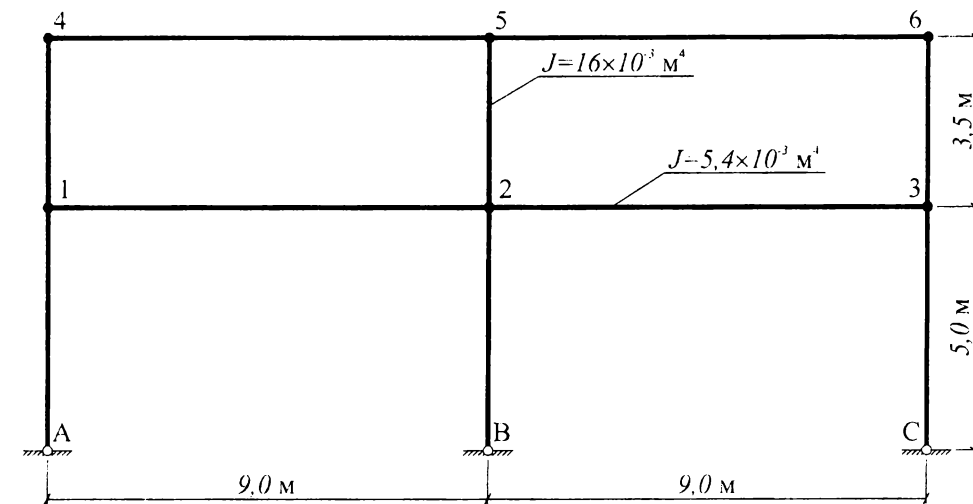


Рис. 6.51

Внецентренно сжатые элементы

Пример 7.

Определить расчетную длину колонны В-2 двухэтажной плоской (смещаемой) рамы с параметрами по рис. 6.51.

В соответствии с формулой (6.167) $l_0 = \beta \cdot l_{col}$. Для вычисления параметра β определим значения коэффициентов жесткости (k) сопрягаемых с колонной элементов.

Для узла В (шарнир) значение $k = \infty$. Учитывая, что рама выполнена из бетона одного класса при определении k оперируем не жесткостями, а условными моментами инерции сечений элементов.

Уровень постоянных нагрузок в колонне В-2 $\chi_{B-2} = \frac{N_{col,lt}}{N_{col}} = 0,6$, а для колонны 2-5 $\chi_{2-5} = 0,3$.

$$\text{Тогда } I_{B-2} = \frac{1,6 \cdot 0,7}{1,6} = 0,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$I_{2-5} = \frac{1,6 \cdot 0,7}{1,3} = 0,86 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$I_B = 5,4 \cdot 0,5 = 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Для узла 2

$$k_2 = \frac{\frac{0,7 \cdot 10^{-3}}{5,0} + \frac{0,86 \cdot 10^{-3}}{3,5}}{\frac{1,0 \cdot 2,7 \cdot 10^{-3}}{9,0} + \frac{1,0 \cdot 2,7 \cdot 10^{-3}}{9,0}} = \frac{0,14 + 0,246}{0,3 + 0,3} = 0,573.$$

По формулам (6.173а) и (6.173б) находим $k_m = 2 + 0,3k_2 = 2,172$.

По графику рис. 6.29 находим $\beta = 2,15$.

Расстояние от низа ригеля до обреза фундамента $l_{col} = 4,6$ м, тогда $l_0 = \beta \cdot l_{col} = 4,6 \cdot 2,15 = 9,89$ м.

Пример 8.

Дана рама по примеру 7, но колонна закреплена в фундаментах.

Тогда $k_B = 0$; $k_m = \frac{k_B + k_2}{2} = \frac{0,573}{2} = 0,2865$.

По графику рис. 6.29 или по формуле

$$\beta = \frac{20 - k_2}{20} \sqrt{1 + k_m} = \frac{20 - 0,573}{20} \sqrt{1 + 0,2865} = 0,971 \cdot 1,134 = 1,1$$

$$l_0 = 4,6 \cdot 1,1 = 5,06 \text{ м.}$$

Пример 9.

Дана рама по примеру 8, но она не смещаемая, т.к., например, пристроена к существующему зданию.

По графику рис. 6.29 – значение $\beta = 0,6$, тогда $l_0 = \beta \cdot l_{col} = 4,6 \cdot 0,6 = 2,76 \text{ м.}$

Пример 10.

Требуется подобрать армирование стойки в сечении «а–а» одноэтажной смещаемой монолитной рамы. Распределение расчетных внутренних усилий в элементах рамы показано на рис. 6.53. Монолитная рама выполнена из бетона класса $C^{16}/_{20}$, армирована стержнями класса S500.

Дано:

$M_{Sd} = 90 \text{ кН·м}$, $N_{Sd} = 270 \text{ кН·м}$, размеры сечения стойки $b = 300 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$, длина $l_{col} = 6,0 \text{ м}$. Бетон класса $C^{16}/_{20}$, по табл. 4.3 $f_{ck} = 16 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,6 \text{ МПа}$, $E_{cm} = 27,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Арматура класса S500, по табл. 5.3 $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 450 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Требуется:

Определить площадь арматуры A_{st} и A_{sc} в стойке рамы.

Расчет:

Прежде чем приступить к расчету требуемой площади арматуры в рассматриваемом сечении «а–а» следует выявить необходимость учета влияния гибкости на величину эксцентриситета.

Расчетную длину стойки определяют по формуле:

$$l_0 = \beta_l \cdot l_{col}$$

где β_l – коэффициент, зависящий от условий закрепления концов стойки.

Для определения коэффициента β_l предварительно рассчитаем значения коэффициентов изгибной жесткости $K_{A(B)}$ по общей формуле

$$K_{A(B)} = \frac{\sum \left(E_{cm} \frac{J_{col}}{l_{col}} \right)}{\sum \left(\alpha_\varphi \cdot E_{cm} \frac{J_b}{l_{b,eff}} \right)}$$

Моменты инерции для стойки (J_{col}) и ригеля (J_b) равны:

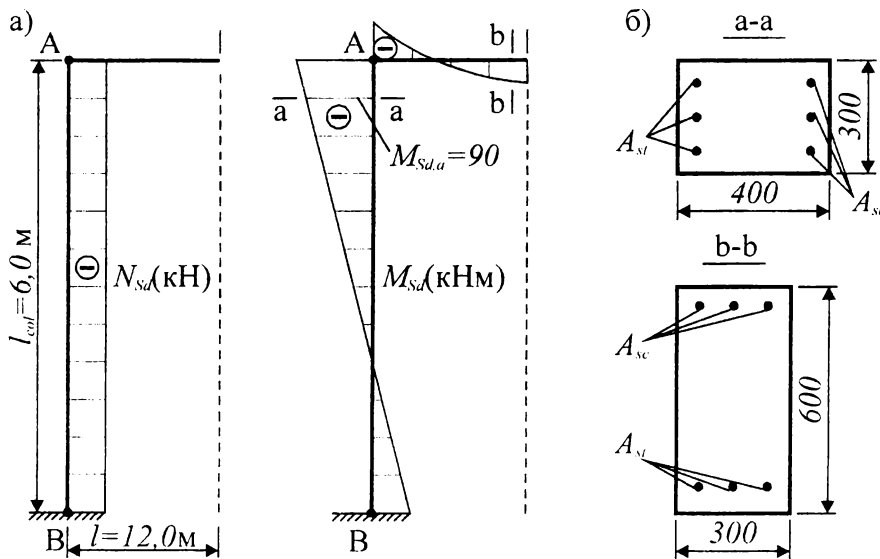


Рис. 6.52.

Распределение внутренних усилий (а) и геометрические размеры сечений элементов монолитной рамы (б)

$$J_{col} = \frac{b_{col} \cdot h_{col}^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,4^3}{12} = 0,0016 \text{ м}^4; \quad J_b = \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12} = 0,0054 \text{ м}^4.$$

Тогда для узла А коэффициент K_A равен:

$$K_A = \frac{27,5 \cdot 10^3 \cdot 0,0016 / 6}{27,5 \cdot 10^3 \cdot 0,0054 / 12} = 0,856.$$

Для узла В при жесткой заделке в фундаменте $K_B = 0$. Для смещаемого каркаса, пользуясь номограммой, представленной на рис. 6.30б, получаем $\beta_l = 1,12$.

Расчетная длина стойки

$$l_0 = \beta_l \cdot l_{col} = 1,12 \cdot 6,0 = 6,72 \text{ м.}$$

В связи с тем, что гибкость $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{6720}{400} = 16,8 > 7$, стойку следует отнести к

гибким элементам, для которых при расчете необходимо учитывать влияние прогиба на величину расчетного статического эксцентриситета, определяемого по формуле:

$$e_e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{90}{270} = 0,333 \text{ м.}$$

Случайный эксцентриситет составит:

$$\left. \begin{aligned} e_a &= \frac{l_{col}}{600} = \frac{6000}{600} = 10 \\ e_a &= \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \\ e_a &= 10 \end{aligned} \right\} e_a^{max} = 13,3 \text{ мм}$$

Тогда полный эксцентриситет равен

$$e_0 = e_e + e_a = 333 + 13,3 = 346,3 \approx 346 \text{ мм.}$$

Критическую силу определяем по ф. (6.186):

$$N_{crit} = \frac{9E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{J_c}{2k_{et}} \left(\frac{0,11}{0,1 + e_0/h} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot J_s \right]$$

при

$$e_0/h = \frac{346}{400} = 0,87 \geq 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \frac{6720}{400} - 0,01 \cdot 10,6 = 0,226.$$

$$\text{Принимаем } e_0/h = 0,87,$$

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \varphi(\infty, t_0).$$

Принимая, что вся продольная сила является длительно действующей, т.е. $N_{Sd,lt} = N_{Sd}$, а коэффициент ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ при $RH = 40\%$ и условии, что рама будет нагружена в возрасте, превышающем 28 суток после бетонирования, составит 2,0, получаем:

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{270}{270} 2 = 2,0.$$

Принимая в первом приближении суммарный коэффициент армирования $\rho_l = 0,025$ и толщину защитного слоя $c = d' = 50$ мм, момент инерции арматуры составит:

$$J_s = 0,025 \cdot 0,30 \cdot 0,40 (0,5 \cdot 40 - 0,05)^2 = 0,0000675 \text{ м}^4.$$

Тогда критическая сила составит

$$N_{crit} = 9 \frac{27,5 \cdot 10^3}{6,72^2} \left[\frac{0,3 \cdot 0,4^3}{2 \cdot 12 \cdot 2,0} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,87} + 0,1 \right) + \frac{20 \cdot 10^4}{27,5 \cdot 10^3} 0,0000675 \right] =$$

$$= 3,214 \text{ МН} = 3214 \text{ кН.}$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета, составит:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{270}{3214}} = 1,092.$$

Тогда полный эксцентриситет с учетом влияния гибкости составит:

$$e_{tot} = 1,092 \cdot 346 = 377 \text{ мм}$$

Момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры по ф. (6.131) составит:

$$M_{Sd1} = N_{Sd} \cdot e_{s1} = N_{Sd} (e_{tot} + 0,5h - c) = 270(0,377 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05) = \\ = 142,3 \text{ кН}\cdot\text{м} \approx 0,142 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Определяем значение коэффициент α_m по формуле (6.144):

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,142}{0,85 \cdot 10,6 \cdot 0,3 \cdot 0,35^2} = 0,429.$$

По табл. 6.7 при $\alpha_m = 0,429$ $\xi = 0,79 > \xi_{lim} = 0,61$ – для арматуры класса S500, что указывает на необходимость установки расчетного количества арматуры в сжатой зоне сечения стойки.

Дальнейший расчет производим как для прямоугольного сечения с двойным армированием, подвергнутого действию момента M_{Sd1} . По табл. 6.7 для арматуры класса S500 при $\xi_{lim} = 0,61$ $\omega_{lim} = 0,494$, $\alpha_{m,lim} = 0,368$.

При $d/d' = 0,05/0,35 = 0,143$ и $\xi = 0,61$ по табл. 6.8 коэффициент $k_{s2} = 1$.

Определяем

$$\Delta\alpha_{lim} = \alpha_m - \alpha_{m,lim} = 0,429 - 0,368 = 0,061.$$

По формуле (6.146) получаем:

$$A_{sc} = \left[\frac{\Delta\alpha_m}{(1 - d/d')} \right] \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{k_{s2} \cdot f_{yd}} = \left[\frac{0,061}{(1 - 0,05/0,35)} \right] \frac{0,85 \cdot 10,6 \cdot 30 \cdot 35}{1 \cdot 450} = 1,496 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем $2\emptyset 12$ ($A_{sc,prov} = 2,26 \text{ см}^2 > A_{sc} = 1,23 \text{ см}^2$). Тогда расчет требуемой площади растянутой арматуры производят по ф. (6.148):

$$A_{st} = \left(\omega_{lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{sc,prov} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Sd} \right) \frac{1}{k_{s1} \cdot f_{yd}} = \\ = \left(0,494 \cdot 0,85 \cdot 10,6(10^2) \cdot 30 \cdot 35 + 2,26 \cdot 1 \cdot 450(10^2) - 270 \cdot 10^3 \right) \frac{1}{1 \cdot 450(10^2)} = \\ = \left(467,348 \cdot 10^3 + 1017 \cdot 10^3 - 270 \cdot 10^3 \right) \frac{1}{450 \cdot 10^2} = 6,64 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту $3\emptyset 18$ ($A_{st,prov} = 7,63 \text{ см}^2$).

Суммарный коэффициент армирования составит

$$\rho_l = \frac{2,26 + 7,63}{30 \cdot 35} = 0,0094,$$

что значительно меньше, чем принятое в первом приближении $\rho_l = 0,025$.

В связи с этим необходимо уточнить величину критической силы N_{crit} по ф. (6.186) при $\rho_l = 0,0094$.

Момент инерции арматуры составит

$$J_s = 0,0094 \cdot 0,3 \cdot 0,4 (0,5 \cdot 0,40 - 0,05) 2 = 0,00003 \text{ м}^4.$$

Тогда

$$N_{crit} = 9 \cdot \frac{27,5 \cdot 10^3}{6,72^2} \left[\frac{0,3 \cdot 0,4^3}{2 \cdot 12 \cdot 2,0} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,87} + 0,1 \right) + \frac{20 \cdot 10^4}{27,5 \cdot 10^3} 0,00003 \right] =$$

$$= 1,69 \text{ МН} = 1690 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{270}{1690}} = 1,19$$

Полный эксцентриситет $e_{tot} = 1,19 \cdot 346 = 411,8 \approx 412$ мм, а момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры составит:

$$M_{Sd1} = 270 (0,412 + 0,5 \cdot 40 - 0,05) = 151,7 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,1517 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент α_m по ф. (6.144):

$$\alpha_m = \frac{0,1517}{0,85 \cdot 10,6 \cdot 0,35 \cdot 0,30} = 0,458,$$

что соответствует $\xi = 0,910 > \xi_{lim} = 0,610$.

Принимая $\xi = \xi_{lim}$, рассчитываем требуемую площадь арматуры в сжатой зоне сечения:

$$A_{sc} = \frac{M_{Sd1} - \alpha_{m,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - d')} = \frac{0,1517 - 0,368 \cdot 0,30 \cdot 0,35^2 \cdot 0,85 \cdot 10,6}{1,0 \cdot 450 (0,35 - 0,05)} =$$

$$= 0,000226 \text{ м}^2 (2,26 \text{ см}^2).$$

На предыдущей итерации было принято $A_{sc,prov} = 2,26 \text{ см}^2 (2\emptyset 12)$. В этом случае нет необходимости уточнять площадь растянутой арматуры A_{st} .

Окончательно принимаем

- в растянутой зоне $A_{st} = 7,63 \text{ см}^2 (3\emptyset 18 \text{ S500})$;
- в сжатой зоне $A_{sc} = 2,26 \text{ см}^2 (2\emptyset 12 \text{ S500})$.

Размещение арматуры в сечении показано на рис. 6.53.

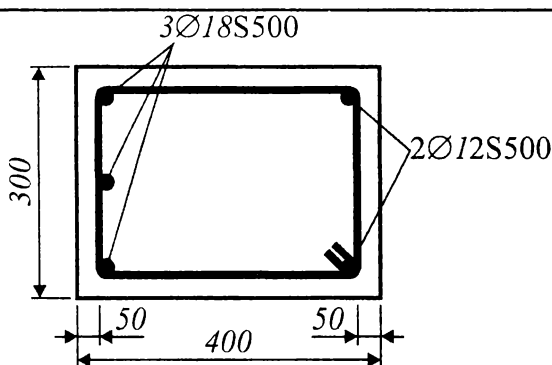


Рис. 6.53.

Размещение рабочей арматуры в расчетном сечении «а-а» монолитной рамы

Пример 11.

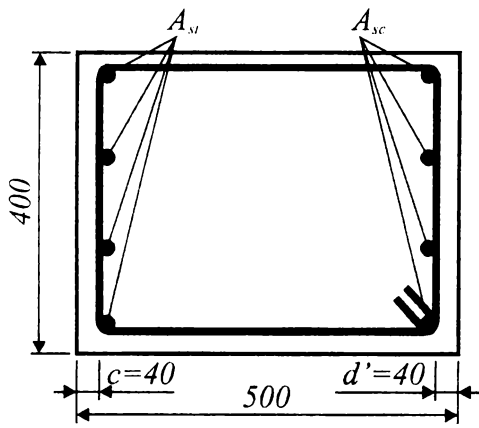


Рис. 6.54.

Дано:

Колонна многоэтажного рамного каркаса с размерами сечения $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c = 40$ мм, $d' = 40$ мм. Бетон тяжелый класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 20/1,5 = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 29 \cdot 10^3$ МПа (при ПЗ..П5)). Арматура симметричного расположения в сечении класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). В расчетном сечении действует изгибающий момент $M_{Sd} = 259$ кН·м, продольная сила $N_{Sd} = 2200$ кН. Расчетные усилия рассматриваются как длительно действующие. Расчетная длина колонны $l_0 = 6$ м.

Требуется:

Определить площадь сечения арматуры.

Расчет:

Учитывая, что гибкость колонны прямоугольного сечения

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{6000}{400} = 15 > 7,$$

при расчетах следует учесть влияние прогиба на величину начального эксцентриситета.

Полный эксцентриситет равен

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2,$$

где e_0 – начальный эксцентриситет продольной силы, определяемый

$$e_0 = M_{Sd}/N_{Sd} = 259/2200 = 0,117 \text{ м} = 117 \text{ мм};$$

e_a – случайный эксцентриситет, определяемый как большее из значений

$$\left. \begin{aligned} e_a &= \frac{1}{30} h = \frac{500}{30} = 16,7 \\ e_a &= \frac{1}{600} l_0 = \frac{6000}{600} = 10 \\ e_a &= 10 \end{aligned} \right\} e_a^{maz} = 16,7 \text{ мм};$$

e_2 – дополнительный эксцентриситет, обусловленный продольным изгибом, определяемый по формуле

$$e_2 = k_1 \frac{l_0^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right),$$

здесь $\left(\frac{1}{r} \right)$ – кривизна внецентренно сжатого элемента в расчетном сечении

$$k_1 = \lambda/20 - 0,75 \text{ при } 15 \leq \lambda \leq 35;$$

$k_1 = 1$ при $\lambda = l_0/i > 35$.

При $\lambda = l_0/h = 15$, соответствуют $l_0/i = 50$, тогда $k_1 = 1$.

Кривизна в расчетном сечении может быть определена по упрощенной ф. (6.176):

$$\left(\frac{1}{r}\right) = k_\varphi \cdot k_2 \frac{2\varepsilon_{sy}}{0,9d},$$

где k_2 – коэффициент, учитывающий изменение кривизны с возрастанием продольной силы и определяемый по ф. (6.177). Для обеспечения безопасности допускается принимать $k_2 = 1$;

k_φ – коэффициент, учитывающий влияние ползучести, принимаемый для бетона классов не менее $C^{40}/50$ $k_\varphi = 1,0$;

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{20 \cdot 10^4} = 22,5 \cdot 10^{-4}.$$

Тогда:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = 1 \cdot 1 \frac{2 \cdot 22,5}{0,9 \cdot 46} 10^{-4} = 1,087 \cdot 10^{-4} \text{ 1/см.}$$

Эксцентриситет e_2 равен:

$$e_2 = 1 \cdot \frac{600^2}{10} 1,087 \cdot 10^{-4} = 3,91 \text{ см} = 39,1 \text{ мм.}$$

Тогда полный эксцентриситет

$$e_{tot} = e_2 + e_a + e_0 = 117 + 39,1 + 16,7 = 172,8 \text{ мм.}$$

Момент относительно центра тяжести растянутой арматуры по ф. (6.131) составит:

$$M_{Sd1} = N_{Sd} \cdot e_{s1} = N_{Sd} (e_{tot} + 0,5h - c) = 2200(0,173 + 0,5 \cdot 0,50 - 0,04) = 842,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для симметрично армированного элемента определяем:

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2200 \cdot 10^3}{0,81 \cdot 0,85 \cdot 13,3 \cdot 400 \cdot 460} = 0,81;$$

$$\alpha_{ml} = \frac{M_{Sd1}}{a_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{842,6 \cdot 10^6}{0,81 \cdot 0,85 \cdot 13,3 \cdot 400 \cdot 460^2} = 0,88.$$

По табл. 6.7 $\xi_{lim} = 0,61 < \alpha_n = 0,81$, тогда значения $A_{sc} = A_{st}$ определяем, вычислив α_s и ξ :

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{ml} - \alpha_n(1 - \alpha_n/z)}{1 - (d/d')} = \frac{0,88 - 0,81(1 - 0,405)}{1 - 0,087} = \frac{0,398}{0,913} = 0,436;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_{lim}) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_{lim}}{1 - \xi_{lim} + 2\alpha_s} = \frac{0,81(1 - 0,61) + 2 \cdot 0,436 \cdot 0,61}{1 - 0,61 + 2 \cdot 0,436} = 0,671.$$

Тогда:

$$A_{sc} = A_{st} = \frac{\alpha_f \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - (d/d')} =$$

$$= \frac{0,81 \cdot 0,85 \cdot 13,3 \cdot 40 \cdot 46}{450} \cdot \frac{0,88 - 0,671(1 - 0,671/2)}{1 - 0,087} =$$

$$= 17,78 \text{ см}^2.$$

Принимаем с каждой стороны сечения по 4Ø25 ($A_{sc} = A_{st} = 19,63 \text{ см}^2$).

Пример 12.

Дано:

Прямоугольное сечение размерами $b = 1000$ мм, $h = 200$ мм, $c = d' = 40$ мм (рис. 6.56). Бетон класса $C^{12}/_{15}$ ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 8$ МПа). Продольная арматура S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Продольная растягивающая сила $N_{Sd} = 532$ кН, изгибающий момент $M_{Sd} = 74$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь продольной арматуры.

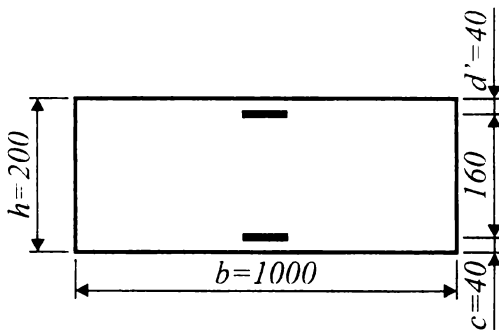


Рис. 6.55.

Расчет:

Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения определяем по формуле:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{74}{532} = 0,139 \text{ м.}$$

Момент относительно центра тяжести наиболее растянутой арматуры

$$M_{Sd1} = N_{Sd}(e - y_c + c),$$

где y_c – расстояние от наиболее растянутой грани до центра тяжести сечения, $y_c = 100$ мм.

Тогда:

$$M_{Sd1} = 523(0,139 - 0,10 + 0,04) = 41,32 \text{ кН·м} > 0.$$

Это означает, что для прямоугольного сечения выполняется условие $e \geq (0,5h - c)$, имеет место случай большого эксцентриситета, когда в сечении есть фактическая сжатая зона.

Положение нейтральной оси и случай расчета определяем при помощи табл. 6.7 по значению коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{41,32 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 8(10^2)100 \cdot 16^2} = 0,237.$$

По табл. 6.7 $\alpha_{m,lim} = 0,368 > \alpha_m = 0,237$, $\omega = 0,276$, $\xi = 0,34$.

Тогда площадь растянутой арматуры определится по ф. (6.215):

$$\begin{aligned} A_{st} &= (\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + N_{Sd}) \frac{1}{f_{yd}} = \\ &= (0,276 \cdot 0,85 \cdot 8(10^2)100 \cdot 16 + 532) \frac{1}{450(10^2)} = \\ &= 18,49 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Учитывая то обстоятельство, что в жатой зоне внецентренно растянутого элемента должно быть установлено армирование по конструктивным соображениям ($A_{sc} \geq A_{s,min}$) корректируем при $A_{s,min} = 0,0015 \cdot A_c = 0,0015 \cdot 100 \cdot 20 = 3 \text{ см}^2$ (принимаем $4\text{Ø}12 \text{ S500 } A_{sc} = 4,52 \text{ см}^2 > A_{s,min} = 3 \text{ см}^2$).

Тогда

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd1} - A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - d')}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{41,32 \cdot 10^5 - 4,52 \cdot 1 \cdot 450(10^2)(16 - 4)}{0,85 \cdot 8 \cdot (10^2)100 \cdot 16^2} = 0,097$$

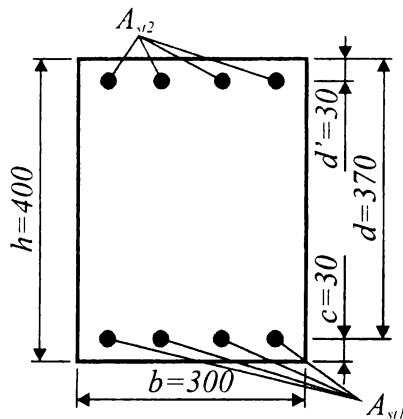
По табл. 6.7 при $\alpha_m = 0,097$, $\omega = 0,104$.

Тогда:

$$\begin{aligned} A_{st} &= (\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} + N_{Sd}) \frac{1}{f_{yd}} = \\ &= (0,104 \cdot 0,85 \cdot 8(10^2)100 \cdot 16 + 4,52 \cdot 1 \cdot 450(10^2) + 532) \frac{1}{450(10^2)} = \\ &= 18,85 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Принимаем $4\text{Ø}25 \text{ S500 } (A_{st} = 19,63 \text{ см}^2)$.

Пример 13.



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 400$ мм, $c = d' = 30$ мм. Бетон класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа). Продольная арматура S500 ($f_{yd} = 500$ МПа, $f_{yk} = 450$ МПа). Продольная растягивающая сила $N_{Sd} = 548$ кН, изгибающий момент $M_{Sd} = 17,3$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь продольной арматуры.

Рис. 6.56.

Расчет:

Эксцентриситет продольного усилия:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{17,3}{548} = 0,0316 \text{ м.}$$

Момент относительно центра тяжести наиболее растянутой арматуры

$$M_{Sd1} = N_{Sd}(e - y_c + c) = 548(0,0316 - 0,20 + 0,03) = -75,84 \text{ кН·м} < 0,$$

т.е. это означает, что $e < 0,5h - c$.

Тогда:

$$A_{st1} = \frac{N_{Sd} \cdot e_{s2}}{f_{yd}(d - c)} = \frac{548 \cdot 0,2016(10^5)}{450(10^2)(37 - 3)} = 7,22 \text{ см}^2,$$

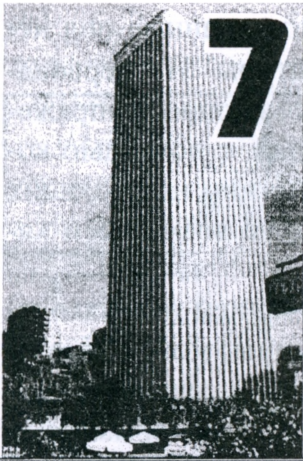
где $e_{s2} = e + 0,5h - d' = 0,0316 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,03 = 0,2016$.

Площадь арматуры A_{st2} :

$$A_{st2} = \frac{N_{Sd} \cdot e_{s1}}{f_{yd}(d - d')} = \frac{548 \cdot 0,1384(10^5)}{450(10^2)(37 - 3)} = 4,96 \text{ см}^2,$$

где $e_{s1} = 0,5h - e - c = 0,5 \cdot 0,4 - 0,0316 - 0,03 = 0,1384$.

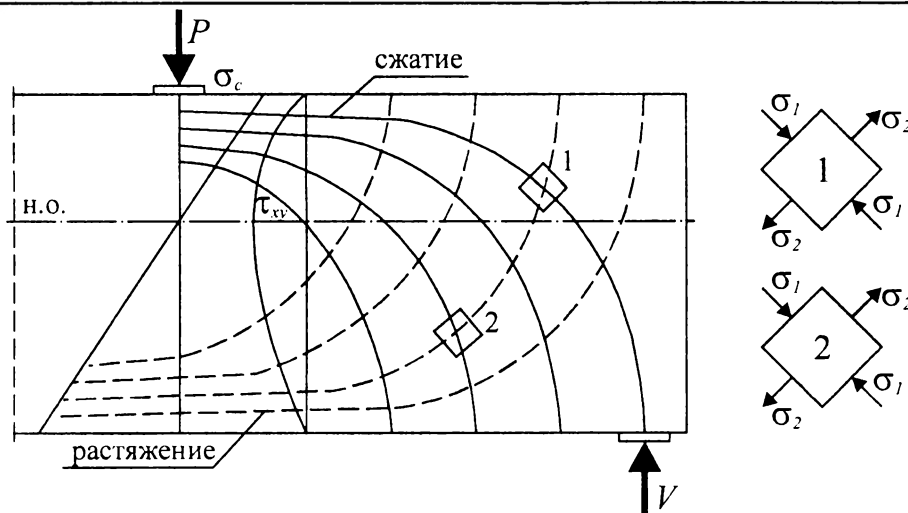
Принимаем $A_{st1} = A_{st2} = 8,04$, что соответствует $4\varnothing 16$ S500.



7 РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

7.1. Сопротивление железобетонного элемента срезу и формы разрушения наклонного сечения

Для рассмотренной ранее модельной балки (см. раздел 6.1), нагруженной сосредоточенными силами в третях пролета, сечения, располагающиеся вне «зоны чистого изгиба», подвергаются совместному действию изгибающих моментов и поперечных сил. При этом по мере приближения к опоре влияние изгибающих моментов уменьшается. В общем случае в приопорных сечениях железобетонной конструкции могут одновременно действовать изгибающие моменты, продольные и поперечные силы. Таким образом, в отличие от зоны «чистого изгиба», где действуют, главным образом, нормальные напряжения, в приопорной зоне железобетонная конструкция работает в условиях плоского напряженного состояния при совместном действии нормальных и касательных напряжений (рис. 7.1). Это приводит к тому, что в приопорной зоне конструкции в результате действия главных напряже-



$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \text{ — сжатие; } \sigma_2 = \frac{\sigma}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \text{ — растяжение;}$$

на уровне нейтральной оси $\sigma = 0$; $\sigma = |\tau|$.

Рис. 7.1.

Параметры главных напряжений в приопорной зоне балки при совместном действии нормальных и касательных напряжений

ний образуются наклонные или диагональные трещины, ориентированные под некоторым углом θ к направлению продольной растянутой арматуры. Их первоначальное положение определяется траекториями главных растягивающих напряжений. Прежде, чем приступить к рассмотрению расчетных методов, с помощью которых определяют прочность конструкции при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, коротко остановимся на возможном характере разрушения наклонного сечения.

Как было показано в разделе 6.1 (см. рис. 6.3, 6.9), с увеличением нагрузки на модельную балку трещины нормального отрыва (изгибные трещины) могут образовываться не только в зоне «чистого изгиба», но и за ее пределами в сечениях, расположенных между опорой и грузом в пролете. При этом образованию нормальных трещин сопутствует образование и развитие наклонных или т.н. диагональных трещин. Диагональные трещины в общем случае формируются в середине высоты сечения балки под некоторым углом θ к продольной оси независимо от изгибных (обычно при коротких пролетах среза), либо развиваются как продолжение этих трещин, меняющих свое направление, располагаясь под углом θ к продольной оси элемента. Такой характер развития наклонных или диагональных трещин характерен для балок, имеющих большой пролет среза или для длинных балок. Наличие в стенке балки поперечной арматуры не оказывает существенного влияния на начало образования и ориентацию диагональной трещины. Экспериментальные исследования (см. раздел 7.2) показывают, что начальный угол наклона диагональной трещины не остается постоянным в процессе нагружения конструкции. При этом диагональные трещины имеют специфические характеристики, отличающие их от изгибных трещин нормального отрыва: а) они отклоняются от своего начального направления (ориентации в момент образования) и б) с ростом нагрузки распространяются в обе стороны.

В длинных балках они начинаются, как правило, в середине пролета среза, в некоторых случаях местом их появления может быть зона в районе опоры. Диагональные трещины, развиваясь в обе стороны, пересекают продольную арматуру под углом от 30° до 60° или могут развиваться вдоль продольной арматуры. Экспериментально-теоретические основы сопротивления железобетонных элементов с диагональными трещинами действию нормальных и касательных напряжений рассмотрены в ряде специальных монографий [24, 25, 32].

Таким образом при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил в железобетонном элементе возникает система наклонных (диагональных) трещин, разделяющих элемент на отдельные блоки, связанные между собой продольной арматурой в растянутой зоне, поперечной и (или) отогнутой арматурой, нетрещиновой частью бетона над вершиной наклонной трещины (рис. 7.2а).

В общем случае в расчетном наклонном сечении по линии А–В–С (рис. 7.2а) действуют продольная F_{cc1} и поперечная V_{cd} составляющие сил в бетоне над вершиной наклонной трещины; вертикальная V_{ax} и горизонтальная V_{ay} составляющие поперечной силы, возникающие за счет зацепления по берегам трещины; составляющая поперечной силы V_d , являющаяся результатом т.н. «нагельного эффекта» продольной арматуры, а также продольная составляющая F_{11} , вызывающая ее растяжение; продольная и поперечная составляющие сил в поперечной арматуре (хомутах и отгибах) V_{sw} , пересекающих наклонную трещину.

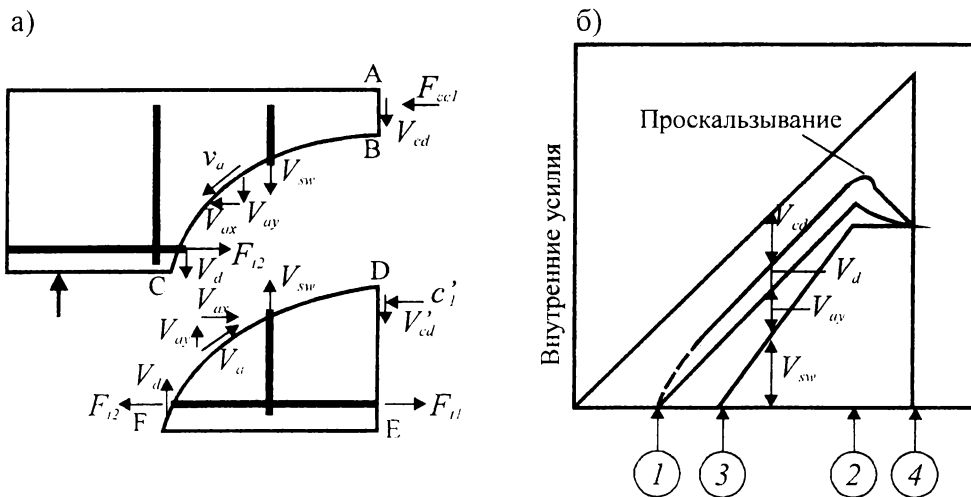


Рис. 7.2.

Схема внутренних усилий в наклонном сечении балки (а) и соотношение составляющих поперечной силы (б) (взято из работы MacGregor, 1992 [43])

1 – появление нормальных (изгибных) трещин; 2 – появление наклонных (диагональных) трещин; 3 – текучесть поперечной арматуры; 4 – предельное состояние (разрушение).

Экспериментальные исследования показывают, что в балках, выполненных из бетона прочности до 60 МПа и имеющих средние значения коэффициентов продольного и поперечного армирования, пропорции между составляющими поперечной силы при возрастании нагрузки изменяют в соответствии с графиком, показанным на рис. 7.2б (при $V_{Sd} = V_{cd} + V_{ay} + V_d + V_{sw}$).

Как видно из рис. 7.2б в балке с поперечными стержнями вплоть до разрушения сохраняется равновесие между внешней поперечной силой от нагрузки V_{Sd} и суммой составляющих ($V_{cd} + V_d + V_{sw}$), описывающих сопротивление наклонного сечения. При этом с ростом нагрузки пропорции между составляющими поперечной силы изменяются. После достижения напряжениями в поперечной арматуре предельных значений, равных пределу текучести, составляющая V_{sw} остается постоянной даже при возрастающей поперечной силе V_{Sd} . В результате раскрытия наклонной трещины уменьшается эффект зацепления по ее берегам и уменьшается составляющая V_{ay} . В то же время составляющие V_d и V_{cd} возрастают. Разрушение наклонного сечения может иметь одну из следующих форм, показанных рис. 7.3.

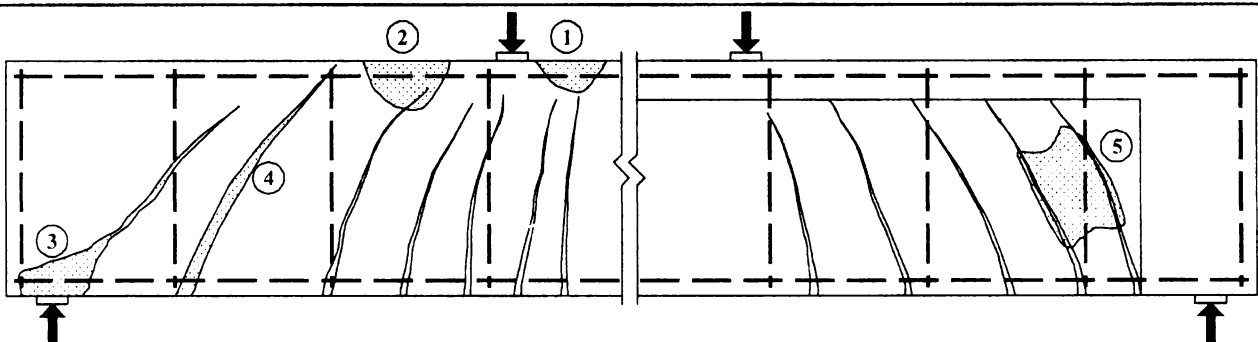


Рис. 7.3.

Формы разрушения изгибаемой балки

1 – изгибное разрушение в зоне действия максимальных изгибающих моментов; 2 – при срезе по сжатой зоне (форма I); 3 – то же по растянутой зоне (форма II); 4 – при срезе по диагональной трещине (форма III); 5 – по сжатой полосе между диагональными трещинами (форма IV).

Форма I.

По наклонной трещине при достижении напряжениями в поперечной арматуре значений, равных пределу текучести от разрушения бетона над вершиной наклонной трещины (разрушение по сжатой зоне, или согласно международной терминологии «*shear-compression failure*»). В этом случае при развитии верхнего конца диагональной трещины сокращается высота сжатой зоны сечения и деформации наиболее сжатой грани бетона по наклонному сечению достигают предельных значений (ϵ_{cu}).

Форма II.

По наклонной трещине при напряжениях в поперечной арматуре, равных пределу текучести в результате достижения предельных деформаций в растянутой продольной арматуре (разрушение по растянутой зоне или «*shear-tension failure*»). При нарушении анкеровки раскрытие наклонной трещины в нижней части сечения приводит к развитию значительных деформаций продольной арматуры при повороте образующихся частей балки относительно друг друга. В результате перераспределения усилий резко возрастает растягивающее усилие в продольной арматуре, пересеченной наклонной трещиной. При этом разрушение по растянутой зоне может являться результатом нарушения анкеровки (продергивания) продольной растянутой арматуры. В этом случае вдоль растянутой арматуры по направлению к опоре формируются продольные трещины. Иногда нарушение анкеровки рассматривается как специальный случай разрушения по растянутой зоне при раскалывании бетона (т.н. «*splitting effect*»). Вместе с тем, раскалывание является вторичным эффектом и связано с проскальзыванием арматуры относительно бетона, что определяет прогрессирующее нарушение сцепления.

Форма III.

По наклонной трещине при напряжениях в поперечной арматуре, равных пределу текучести, когда диагональная трещина развивается, огибая сжатую зону, доходит до верхней грани сечения и вызывает полное разделение балки на две или несколько частей без разрушения бетона от сжатия. Диагональная трещина в этом случае раскрывается мгновенно. Такую форму разрушения называют разрушением при диагональном растяжении («*diagonal tension failure*»).

И, наконец, существует **IV форма** разрушения по наклонному сечению, обусловленная разрушением при сжатии бетона полосы, заключенной между диагональными трещинами.

Разрушение по сжатой зоне (форма I) имеет место при сильной, хорошо заанкеренной продольной арматуре, а разрушение по растянутой зоне (форма II) – напротив – при ослабленной продольной арматуре в результате ее обрывов или ослаблении анкеровки продольной арматуры на опорах. Этот тип разрушения характерен для относительно коротких балок, армированных стержнями с низкими характеристиками сцепления. Третья форма разрушения достигается, когда механическое сцепление и анкеровка арматуры достаточны. Разрушение по наклонной сжатой полосе (форма IV) наблюдается при сильной поперечной арматуре и слабой, тонкой стенке в тавровых и двутавровых элементах.

Большинство расчетных методов учитывает, главным образом, две составляющие из перечисленных выше: составляющую поперечной силы, воспринимаемую бетоном над вершиной наклонной трещины V_{cz} и составляющую, воспринимаемую поперечным (наклонным) армированием. Некоторые упрощенные методы

учитывают сопротивление срезу только поперечной арматуры (как это будет показано для метода ферменной аналогии). При этом проверяется условие прочности для сжатого бетонного подкоса (форма IV). Крайне редко в расчетах учитывается составляющая поперечной силы, возникающая за счет зацепления по берегам трещины (расчет по общему деформационному методу) и практически не учитывается в расчетах составляющая от нагельного эффекта V_d . Это связано с тем, что до настоящего времени не установлено достаточно обоснованных расчетных зависимостей для определения составляющей V_d , величина которой зависит от целого ряда конструктивно-технологических факторов. Составляющие поперечной силы, воспринимаемой сечением, и их вклад в прочность наклонного сечения подробно проанализированы в монографии [32].

Экспериментальные исследования железобетонных балок, выполненных из бетонов различных классов по прочности и имевших различные коэффициенты продольного и поперечного армирования, показывают, что:

- а) с повышением прочности бетона (f_{cm}) составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над вершиной наклонной трещины остается практически неизменной и составляет $V_{cz}/V_c \approx 25\%$ (где $V_c = V_{cd} + V_{ay} + V_d$);
- б) составляющая поперечной силы, воспринимаемая за счет зацепления берегов наклонной трещины, более ощутима при использовании бетонов низких классов ($21 < f_{cm} < 41$ МПа) и составляет:

$$V_{ay}/V_c = 53..25\% \text{ при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} = 0,35 \text{ МПа};$$

$$V_{ay}/V_c = 46..22\% \text{ при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} = 0,69 \text{ МПа.}$$

Для бетонов классов $f_{cm} > 62$ МПа ее влияние практически отсутствует;

- в) нагельный эффект повышается с увеличением прочности бетона на сжатие. Так, при изменении прочности бетона от $f_{cm} = 21$ МПа до $f_{cm} = 90$ МПа, доля нагельного эффекта изменяется соответственно $V_d/V_c = 30..75\%$.

При расчете прочности наклонных сечений при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил нормы [1] допускают применение следующих упрощенных идеализированных моделей:

- а) **общая деформационная модель для наклонных сечений** с диагональными трещинами (общий метод), включающая уравнения равновесия и условия совместности деформаций для железобетонного элемента в условиях плоского напряженно-деформированного состояния; трансформированные диаграммы деформирования бетона для железобетонного элемента с диагональными трещинами; диаграммы деформирования арматуры; зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения в сечении, проходящем вдоль диагональной (наклонной трещины);
- б) **стержневые модели**, включающие сжатые и растянутые пояса, соединенные между собой сжатыми и растянутыми подкосами (модель «ферменной аналогии»), использующая уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении;
- в) **модели наклонных сечений**, включающие уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении.

7.2. Напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента с диагональными трещинами

Плоский железобетонный элемент*, подвергнутый совместному действию нормальных и касательных напряжений показан на рис. 7.4. Направление продольного и поперечного армирования обозначено осями l и t , образующими прямоугольную систему координат « $l - t$ ». На плоскую панель внешним образом действуют нормальные напряжения σ_l, σ_t и касательные напряжения τ_{lt} . Приложенные к элементу напряжения ($\sigma_l, \sigma_t, \tau_{lt}$) воспринимают совместно бетон и арматура. При этом принято, что бетон воспринимает главные сжимающие σ_2 и главные растягивающие σ_1 напряжения, направление которых определено координатной системой « $2 - 1$ » (рис. 7.4), а арматурные стержни воспринимают только осевые распределенные (или по выражению проф. Н.И. Карпенко «размазанные») напряжения $\rho_l f_l$ и $\rho_t f_t$ (ρ_l и ρ_t – коэффициенты армирования соответственно в продольном и поперечном направлениях). Угол α_2 между осью « 2 » и осью « l » принято называть «фиксированным углом», так как он не изменяется при пропорциональном возрастании внешних напряжений σ_l, σ_t и τ_{lt} , приложенных по граням элемента.

В некоторых случаях угол α_2 называют «углом наклона арматурных стержней» относительно направления действия главных напряжений. Необходимо сразу же оговориться, что фиксированный угол α_2 соответствует положению координатной системы главных напряжений « $1 - 2$ » для железобетонного панельного элемента без диагональных трещин. Обширные опыты, выполненные с плоскими элементами при различных сочетаниях напряжений, действующих по их граням, показывают, что в процессе увеличения нагрузки и по мере появления новых трещин направления главных напряжений постоянно изменяются (рис. 7.5). После образования начальных трещин изменяется направление последующих трещин, что связано с изменением направления, по которому действуют главные растягивающие напряжения в бетоне.

Направление главных напряжений в бетоне после образования трещин на произвольной стадии трещинообразования представлено координатной системой « $d - r$ » (рис. 7.4д). Главные сжимающие и главные растягивающие напряжения в трансформированной системе координат « $d - r$ » принято обозначать σ_d и σ_r соответственно. Экспериментальные исследования показывают, что угол отклонения текущей координатной системы « $d - r$ » после образования диагональных трещин от положения начальной координатной системы « $2 - 1$ » (определяющей направление главных напряжений для элемента без трещин) зависит, главным образом, от соотношения напряжений, действующих в продольной и поперечной арматуре. Так, если т.н. «размазанные» напряжения $\rho_l f_l$ и $\rho_t f_t$ в продольной и поперечной арматуре одинаковы, то координатная система « $d - r$ » совпадает с координатной системой « $2 - 1$ ». Если же напряжения в арматуре по направлению осей « l » и « t » отличаются, то названные выше координатные системы не совпадают. Это несовпадение тем значительнее, чем больше отличаются напряжения в продольной и поперечной арматуре. Угол α между осью « d » и осью « l » принято называть «углом вра-

* Далее по тексту использован термин «панель»

щения», т.к. этот угол описывает постоянное отклонение координатной системы « $r - d$ » от начальной системы координат « $l - 2$ » при пропорциональном приращении напряжений, действующих по граням элемента. Угол между α_2 и α (рис. 7.4з) принято называть углом расхождения (отклонения) α_r .

Современные деформационные методы расчетов железобетонных элементов при совместном действии касательных и нормальных напряжений используют, как правило, две основные модели:

- 1) модель переменного угла (англ. *variable or rotating angle model*) и
- 2) модель фиксированного угла (англ. *fixed angle softening truss model*).

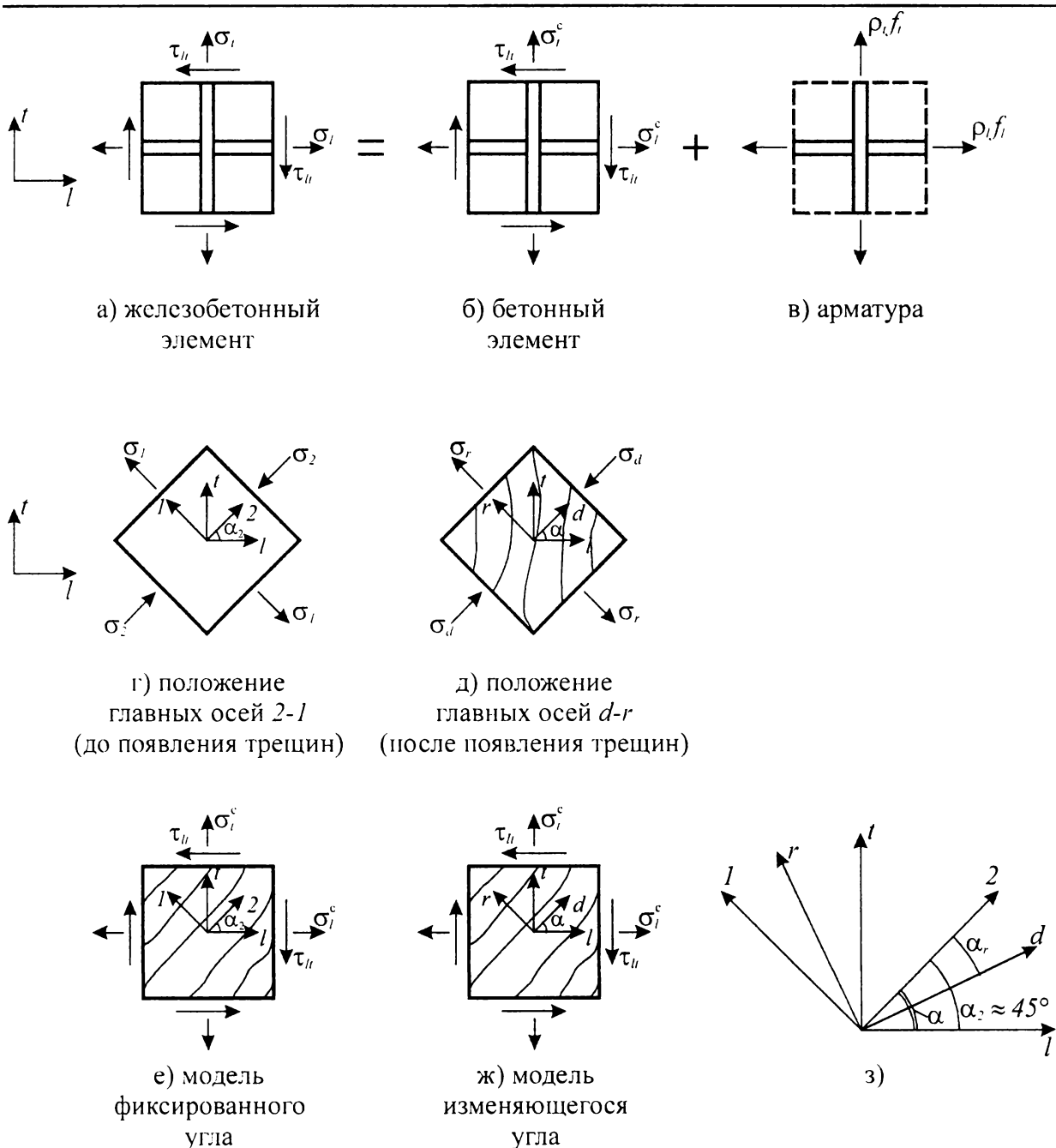


Рис. 7.4.

Железобетонный элемент в условиях плоского напряженного состояния

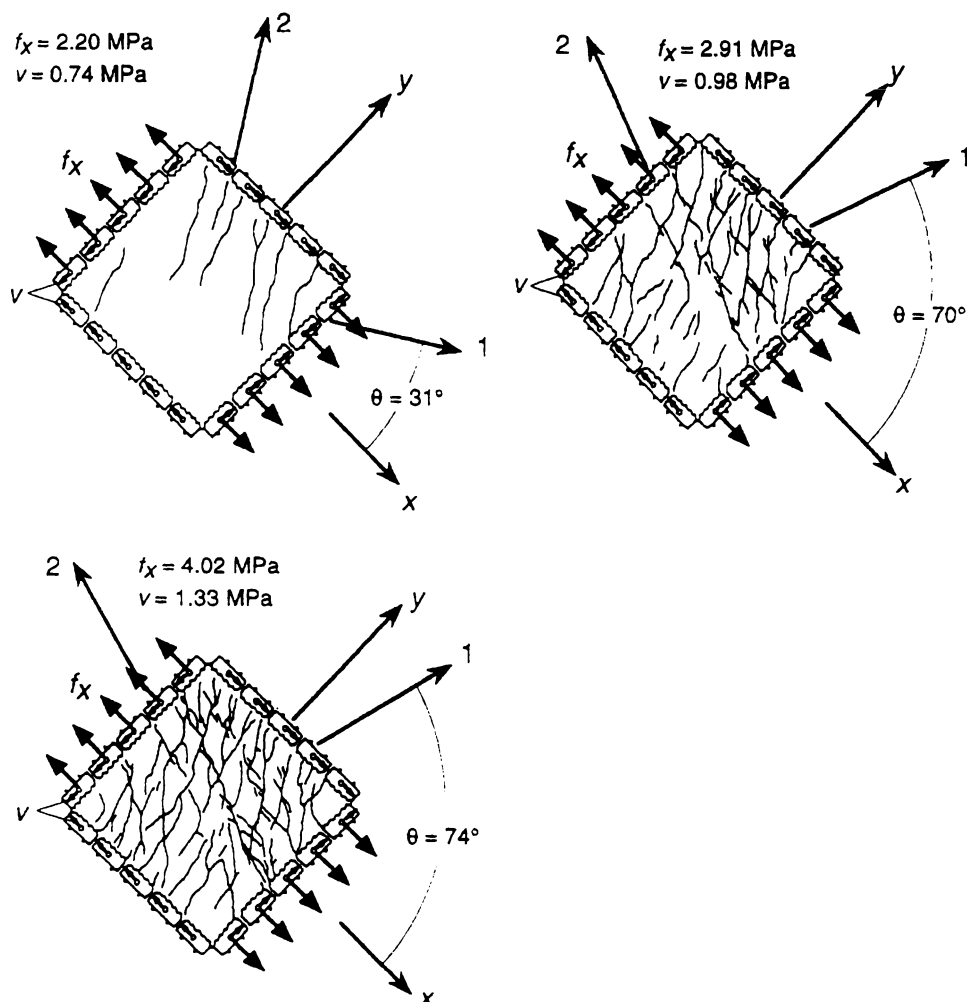


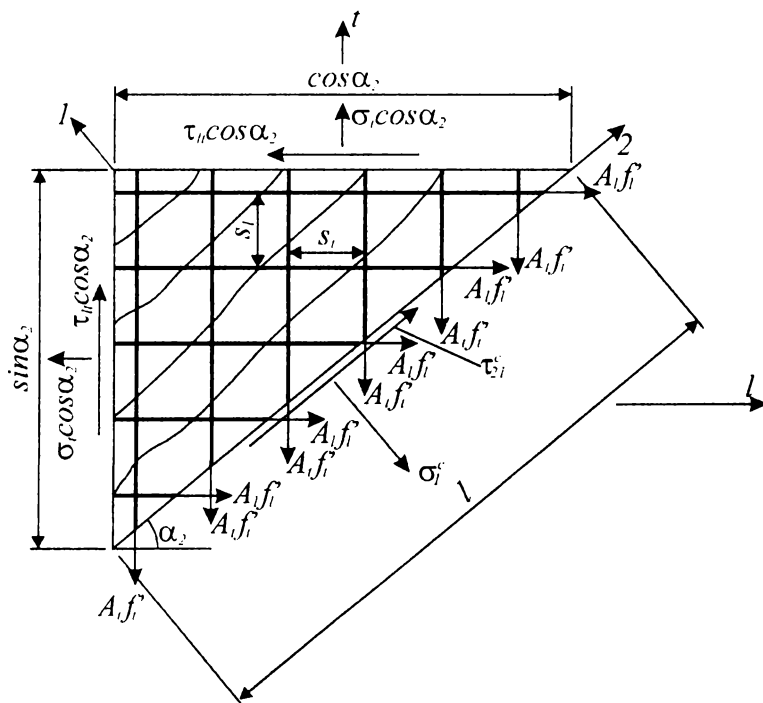
Рис. 7.5.

Направление главных деформаций при различных соотношениях касательных и нормальных напряжений v/f_x [38]

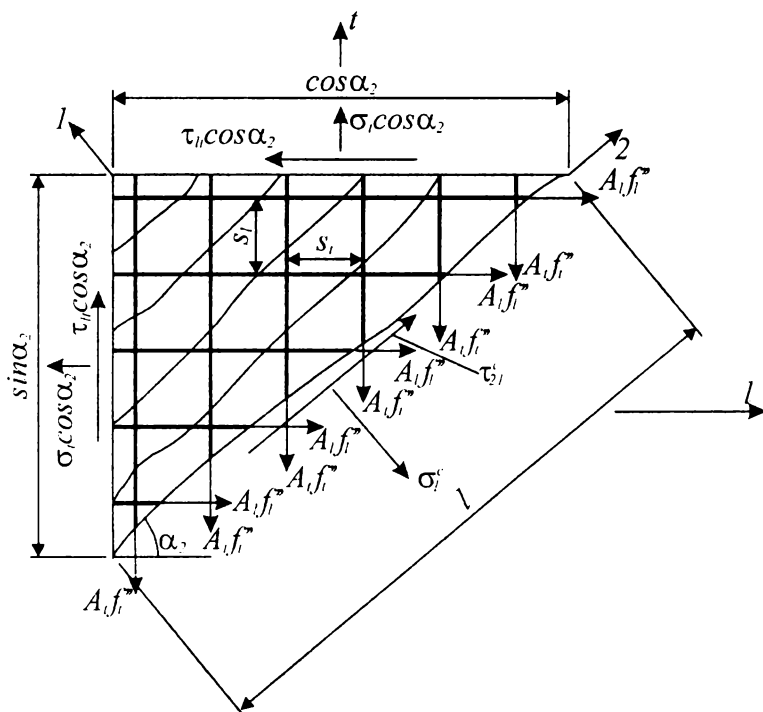
Модель переменного угла базируется на допущении, что в стадии после образования трещин угол наклона трещин на произвольном этапе нагружения совпадает с углом вращения α (рис. 7.4).

Принято, что бетонные полосы, заключенные между диагональными трещинами, ориентированы по направлению главных сжимающих напряжений σ_d .

В модели фиксированного угла принята предпосылка о том, что трещины в бетоне ориентированы под постоянным фиксированным углом α_2 независимо от уровня нагружения (рис. 7.4). По мнению авторов этого метода такой подход позволяет учесть касательные напряжения, действующие в бетоне элемента, пронизанного диагональными трещинами, и, как следствие, более точно определить «вклад бетона» в общее сопротивление срезу железобетонного элемента. В связи с этим в методе, использующем модель фиксированного угла, условия равновесия и условия совместности деформаций записывают выполняя трансформацию напряжений и деформаций, действующих в координатной системе «1 – 2» ($\sigma_2^c, \sigma_1^c, \tau_{21}^c$ и $\varepsilon_2, \varepsilon_1, \gamma_{21}$) в основную систему координат «l – t» ($\sigma_l, \sigma_t, \tau_{lt}$ и $\varepsilon_l, \varepsilon_t, \gamma_{lt}$) (рис. 7.6) согласно [32] в следующем виде:



а) сечение, проходящее по бетону между диагональными трещинами
(σ_i^c - средние значения главных растягивающих напряжений)



б) сечение, проходящее по диагональной трещине
($\sigma_i^c = 0$)

Рис. 7.6.

Схема сил, действующих в плоском железобетонном элементе в соответствии с моделью фиксированного угла [32]

– уравнения равновесия

$$\sigma_1 = \sigma_2^c \cos^2 \alpha_2 + \sigma_1^c \sin^2 \alpha_2 + \tau_{21}^c 2 \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 + \rho_1 f_l; \quad (7.1)$$

$$\sigma_2 = \sigma_2^c \sin^2 \alpha_2 + \sigma_1^c \cos^2 \alpha_2 - \tau_{21}^c 2 \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 + \rho_2 t_l; \quad (7.2)$$

$$\tau_{12} = (-\sigma_2^c + \sigma_1^c) \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 + \tau_{21}^c (\cos^2 \alpha_2 - \sin^2 \alpha_2); \quad (7.3)$$

– уравнения совместности деформаций:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_2 \cos^2 \alpha_2 + \varepsilon_1 \sin^2 \alpha_2 + \gamma_{2l} / 2 \cdot 2 \sin \alpha_2 \cos \alpha_2; \quad (7.4)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_2 \sin^2 \alpha_2 + \varepsilon_1 \cos^2 \alpha_2 + \gamma_{2l} / 2 \cdot 2 \sin \alpha_2 \cos \alpha_2; \quad (7.5)$$

$$\gamma_{lt} / 2 = (-\varepsilon_2 + \varepsilon_1) \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 + \gamma_{2l} / 2 (\cos^2 \alpha_2 - \sin^2 \alpha_2). \quad (7.6)$$

В уравнениях (7.1)..(7.6):

- f_l, f_t – средние напряжения в арматуре по направлениям l и t соответственно;
- α_2 – угол наклона оси «2» к направлению оси « l »;
- $\varepsilon_l, \varepsilon_t$ – средние нормальные деформации по направлению осей « l » и « t » соответственно (положительные при растяжении);
- $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ – средние нормальные деформации по направлению осей «2» и «1» соответственно;
- γ_{lt} – средние деформации сдвига в системе координат « $l - t$ » (положительные для направления, показанного на рис. 7.4 для τ_{lt});
- γ_{2l} – коэффициенты армирования по направлению осей « l » и « t » соответственно;
- σ_l, σ_t – нормальные напряжения, действующие по грани рассматриваемого элемента по направлению осей « l » и « t » соответственно (положительные при растяжении);
- τ_{lt} – касательные напряжения, действующие по граням рассматриваемого элемента в системе координат « $l - t$ » (положительное направление показано на рис. 7.4е);
- τ_{2l}^c – средние касательные напряжения в бетоне элемента с трещинами, действующие в системе координат «2 – 1».

После образования в бетоне диагональных трещин направления главных напряжений изменяются и отличаются от направлений, определенных системой координат «2 – 1» (рис. 7.4). В модели фиксированного угла трансформация напряжений и деформаций на стадии после образования трещин из системы координат «2 – 1» в систему « $l - t$ » должна включать касательные напряжения τ_{2l}^c и деформации сдвига γ_{2l} , как это представлено в уравнениях (7.1)..(7.2).

В модели изменяющегося угла, на положениях которой построены расчетные методы внесенные в нормы [1, 17], напряжения и деформации трансформируют непосредственно из системы координат « $d - r$ » в систему координат « $l - t$ » (рис. 7.4ж). В этом случае переменные $\sigma_2^c, \sigma_1^c, \tau_{2l}^c, \varepsilon_l, \varepsilon_2, \gamma_{2l}$ и α_2 в уравнениях (7.1)..(7.6) следует заменить на переменные $\sigma_d, \sigma_r, \tau_{dr}, \varepsilon_d, \varepsilon_r, \gamma_{dr}$ и угол α . Соответственно, необходимо принять касательные напряжения и деформации сдвига равными нулю ($\tau_{dr} = 0, \gamma_{dr} = 0$). В результате переменные τ_{dr} и γ_{dr} исключаются и уравнения, описывающие напряженно-деформированное состояние плоского элемента, преобразуется к упрощенной традиционной форме:

– уравнения равновесия

$$\sigma_l = \sigma_d \cos^2 \alpha_2 + \sigma_r \sin^2 \alpha_2 + \rho_l f_l; \quad (7.7)$$

$$\sigma_t = \sigma_d \sin^2 \alpha_2 + \sigma_r \cos^2 \alpha_2 + \rho_t f_t; \quad (7.8)$$

$$\tau_{tt} = (-\sigma_d + \sigma_r) \sin \alpha_2 \cos \alpha_2; \quad (7.9)$$

– уравнения совместности деформаций:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d \cos^2 \alpha_2 + \varepsilon_r \sin^2 \alpha_2 \quad (7.10)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_d \sin^2 \alpha_2 + \varepsilon_r \cos^2 \alpha_2 \quad (7.11)$$

$$\gamma_{tt}/2 = (-\varepsilon_d + \varepsilon_r) \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 \quad (7.12)$$

Упрощенные уравнения (7.7)..(7.12), определяющие трансформацию напряжений и деформаций в соответствии с кругом Мора, используют в общих моделях расчета, внесенные в нормы [1, 17], базирующихся на модели переменного угла.

При применении уравнений (7.1)..(7.6) и упрощенных уравнений (7.7)..(7.12) железобетонный элемент с диагональными трещинами рассматривают как некий непрерывный материал (континуум), наделенный вполне определенными свойствами, изменяющимися в зависимости от уровня нагружения. Поэтому при расчетах таких элементов после образования трещин принято рассматривать средние напряжения и деформации. *Средние напряжения и деформации в бетоне и арматуре* имеют смысл усреднения деформаций на некоторой базовой длине, ориентированной поперек нескольких диагональных трещин, включая собственно деформации, связанные с раскрытием трещин.

В связи с этим решение уравнений (7.7)..(7.12) становится возможным только при введении дополнительно к ним следующих основных зависимостей:

1. диаграмм деформирования бетона при сжатии в условиях плоского напряженно-деформированного состояния, связывающих главные сжимающие напряжения и деформации, действующие по направлению главных осей (см. главу 4);
2. диаграмм деформирования бетона при растяжении в условиях плоского напряженно-деформированного состояния, связывающих главные растягивающие напряжения и деформации по направлению главных осей (см. главу 4);
3. диаграмм деформирования для арматуры, связывающих напряжения и деформации, в том числе и с учетом совместной работы арматуры с бетоном на участках между трещинами (см. главу 5);
4. диаграмм деформирования бетона при срезе, связывающих средние касательные напряжения τ_{21}^c и средние деформации сдвига γ_{21} в системе координат «2 – 1».

Первые три базовых зависимости используют при расчетах на основе модели изменяющегося угла, а четвертую добавляют при использовании метода расчета, базирующегося на модели фиксированного угла. Вместе с тем, необходимо отметить, что при использовании модели изменяющегося угла в расчетных методах, дополнительно учитывают касательные напряжения, действующие вдоль сечения с трещиной, вызванные зацеплением по ее берегам. В этом случае необходимо дополнительно установить базовые зависимости, определяющие величину касательных напряжений, действующих в сечении с трещиной как функцию от параметров деформирования – нормальных (вдоль трещины) и тангенциальных (поперек трещины) перемещений в трещине. Касательные напряжения τ_{21}^c , рассматриваемые

как функция деформаций сдвига γ_{21} , предполагают синтезировано учитывать и явления зацепления по берегам трещины и работу бетона на участке между трещинами и нагельный эффект арматуры [32].

Все перечисленные выше базовые зависимости, связывающие напряжения и деформации плоского железобетонного элемента с трещиной, получены опытным путем и имеют некоторые отличия в своем аналитическом описании. Вместе с тем, независимо от принятой расчетной модели базовые зависимости, связывающие напряжения и деформации железобетонного элемента с диагональными трещинами и позволяющие рассматривать его как некий континуум, являются важнейшим звеном общего метода расчета при срезе.

7.3. Упрощенный вариант общего метода расчета прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил

7.3.1. Предпосылки и допущения метода

Анализ и обобщение результатов испытаний плоских железобетонных элементов (панелей) при совместном действии касательных (сдвигающих) и различных комбинаций осевых усилий позволяют при построении упрощенного варианта общей расчетной деформационной модели для наклонного сечения принять следующие предпосылки и не противоречащие им допущения, сформулированные в монографии [32]:

1. После образования наклонных трещин железобетонный элемент разделен на диагональные полосы, испытывающие сжатие в продольном направлении (направлении действия главных сжимающих напряжений σ_d) и растяжение в поперечном направлении. Касательные напряжения τ_{dr} в трансформированной системе координат не учитывают и принимают равными нулю (см. раздел 7.2). При этом принято допущение о том, что в бетоне полосы, заключенной между диагональными трещинами, направления главных напряжений и главных деформаций совпадают. В целом ряде реальных ситуаций это допущение не достаточно корректно. Однако, решения, полученные с учетом названного эффекта, показывают, что разница в углах наклона главных напряжений и главных деформаций не превышает $\pm 10^\circ$, что не вносит ощутимых погрешностей в результаты расчетов на срез балочных элементов.
2. Главные растягивающие напряжения неравномерно распределены по ширине бетонной полосы между диагональными трещинами. В расчетах используют некоторые средние значения главных растягивающих напряжений, рассматривая их как функцию от средних растягивающих деформаций для элемента, пересеченного диагональными трещинами. В сечении, проходящем по диагональной трещине, главные растягивающие напряжения приняты равными нулю (рис. 7.6а).
3. В сечении, проходящем вдоль диагональной трещины (рис. 7.6б), действуют касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины. При этом на величину предельного сопротивления сдвигу вдоль трещины, помимо прочностных характеристик бетона, оказывает существенное влияние степень шероховатости контактирующих поверхностей, нормальные (ширина раскрытия тре-

щин) и тангенциальные (скольжение вдоль трещины) перемещения берегов трещины, количество и дисперсность армирования, пересекающего диагональную трещину.

4. Бетон полосы, заключенной между диагональными трещинами, сопротивляется в условиях плоского напряженного состояния «растяжение – сжатие». В связи с этим параметрические точки базовой диаграммы деформирования бетона, получаемой при осевом однородном сжатии следует трансформировать с учетом т.н. эффекта разупрочнения бетона (согласно принятой международной терминологии англ. «softening effect»), как это показано в главе 4.
5. Средние напряжения, а также средние деформации в бетоне для элемента с диагональными трещинами, находящегося в условиях плоского напряженного состояния, связаны соответствующими кругами Мора, приведенными на рис. 7.7.

Уравнения совместности деформаций для элементарной полосы, заключенной между диагональными трещинами могут быть получены при помощи геометрических преобразований из круга Мора для средних деформаций (рис. 7.7б). Так с учетом принятых допущений для рассматриваемого элемента:

$$- \text{из треугольника } 2Bx \quad \gamma_{xt} = 2(\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cot\theta \quad (7.13)$$

$$- \text{из треугольника } 2At \quad \gamma_{xt} = 2(\varepsilon_t - \varepsilon_2) \tan\theta; \quad (7.14)$$

В уравнения (7.13) и (7.14):

ε_{xi} – продольная деформация по направлению «x» для рассматриваемого бетонного элемента (полосы) (положительная при растяжении);

ε_{ti} – поперечная деформация по направлению оси «t»;

γ_{xti} – деформация сдвига в системе координат «x – t»;

ε_{2i} – главные сжимающие деформации (отрицательные).

Из совместного решения (7.13) и (7.14) угол наклона диагональной трещины в пределах выделенной элементарной полосы по высоте сечения составляет:

$$\tan^2 \theta_{(i)} = \frac{\varepsilon_{xi} - \varepsilon_{2i}}{\varepsilon_{ti} - \varepsilon_{2i}}, \quad (7.15)$$

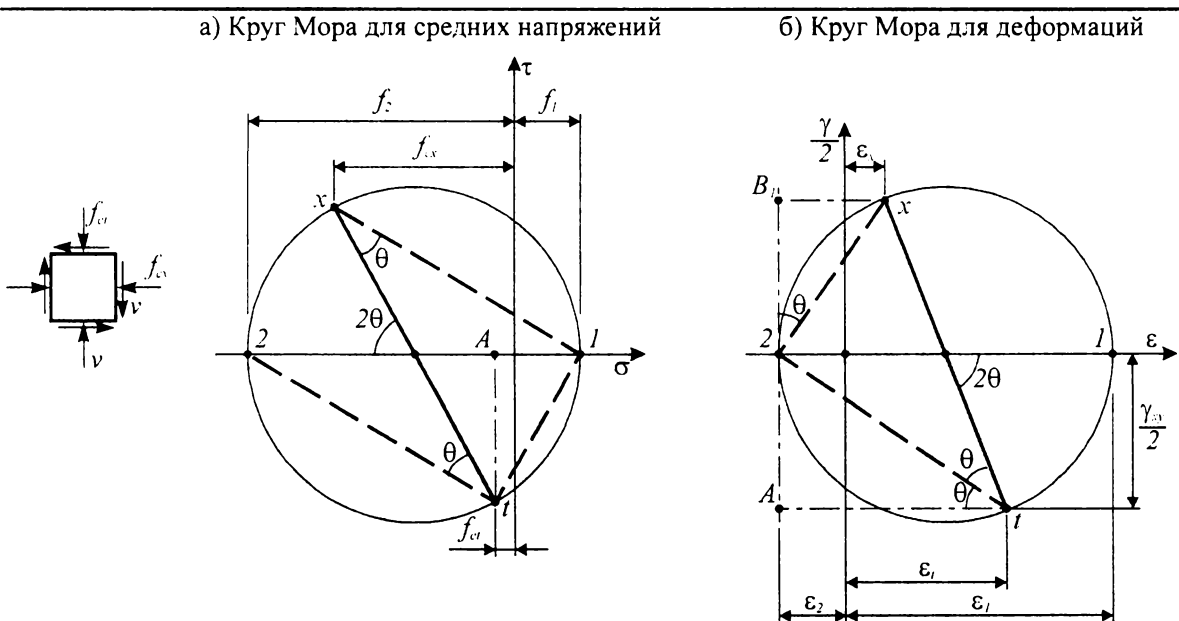


Рис. 7.7.

Круги Мора для средних напряжений (а) и деформаций (б) железобетонного элемента

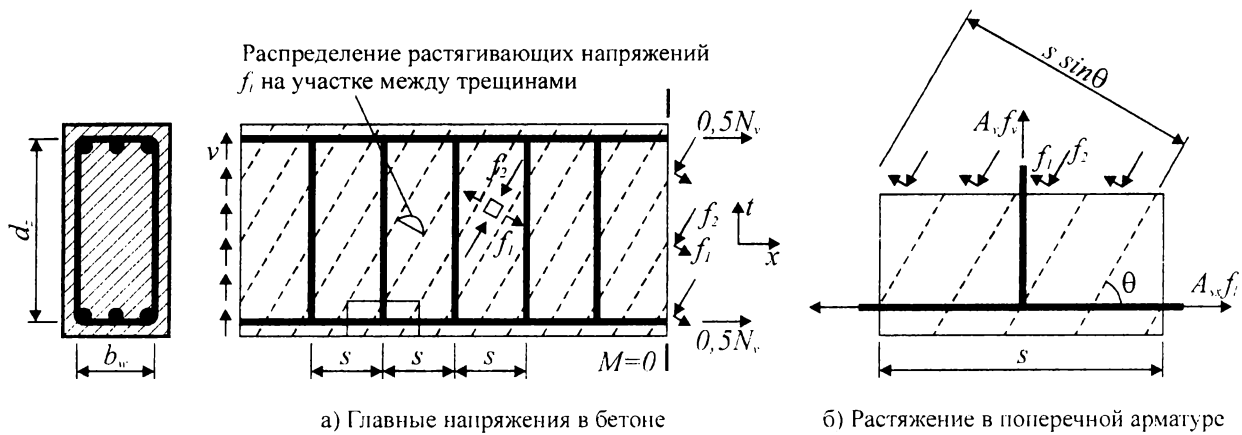


Рис. 7.8.

Схема усилий к составлению условий равновесия в рамках упрощенного варианта общего метода расчета

а первый инвариант деформаций можно записать в виде:

$$\varepsilon_{1(i)} + \varepsilon_{2(i)} = \varepsilon_{x(i)} + \varepsilon_{l(i)} \quad (7.16)$$

Необходимо еще раз отметить, что для бетонного элемента с трещинами условия совместности деформаций (7.13) и (7.14) записаны для средних деформаций, измеренных на некоторой базовой длине, включающей несколько трещин.

Уравнения равновесия для участка, заключенного между диагональными трещинами, (рис 7.8а) в пределах элементарной полосы составим с использованием круга Мора для средних напряжений в бетоне (рис. 7.7а). При этом учитываем предпосылку о том, что главные растягивающие напряжения в бетонной полосе между диагональными трещинами изменяются от нуля (в сечении с трещиной) до некоторых максимальных значений в ее середине (между трещинами). Поэтому при составлении условий равновесия используем значения средних растягивающих напряжений f_1 . Из рассмотрения треугольников $At1$ и $At2$ (рис. 7.7а) получаем:

$$A1 = f_1 = v \tan \theta \quad (7.17)$$

$$A2 = f_2 = v \cot \theta \quad (7.18)$$

Тогда:

$$A1 + A2 = f_1 + f_2 = v(\tan \theta + \cot \theta) \quad (7.19)$$

$$\text{или } f_2 = v(\tan \theta + \cot \theta) - f_1 \quad (7.20)$$

где v – касательные напряжения, действующие по граням элемента в системе координат « $x - t$ ».

7.3.2. Расчетные уравнения общего метода

При упрощенном расчете в рамках общего деформационного метода условия равновесия и совместности деформаций рассматривают применительно к полной высоте эффективной зоны среза, заключенной между центрами тяжести наиболее сжатой и наиболее растянутой продольной арматуры (d_z см. рис. 7.8). В этом случае принимают допущение о том, что угол наклона диагональной сжатой полосы θ , определяющий направление главных напряжений в системе координат « $d - r$ », является постоянным на всей высоте эффективной зоны среза. Это соответствует допущению о том, что по высоте эффективной зоны среза имеет место равномерное рас-

пределение касательных напряжений $V = \frac{V_{Sd}}{b_w d_z}$, что принято практически во всех нормативных документах при расчетах на срез.

Составим уравнения равновесия, воспользовавшись схемами, приведенными на рис. 7.8.

Как было показано ранее из круга Мора (рис. 7.7а), главные напряжения, действующие в диагональной полосе, связаны с касательными напряжениями уравнением

$$f_1 + f_2 = v(\tan\theta + \cot\theta); \quad (7.21)$$

где v – касательные напряжения, определяемые в предположении их равномерного распределения по формуле:

$$v = \frac{V_{Sd}}{b_w \cdot d_z}$$

Из уравнения (7.21) следует, что главные растягивающие напряжения f_1 вносят вклад в восприятие поперечной силы, вызванной действием нагрузки. Неуравновешенную вертикальную составляющую диагональных главных сжимающих f_2 и главных растягивающих напряжений f_1 воспринимает поперечная арматура:

$$A_{sw} f_{sw} = (f_2 \sin^2 \theta - f_1 \cos^2 \theta) \cdot b_w \cdot s \quad (7.22)$$

Из совместного решения уравнений (7.21) и (7.22) получаем:

$$V_{Sd} = \frac{f_1}{\tan\theta + \cot\theta} + \frac{f_1}{\tan\theta + \cot\theta} \left(\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} + f_1 \cos^2 \theta \right) \frac{1}{\sin^2 \theta} \quad (7.23)$$

Учитывая, что $V_{Sd} = v \cdot b_w \cdot d_z$, получаем:

$$\begin{aligned} V_{Sd} &= v \cdot b_w \cdot d_z = \\ &= \frac{A_{sw} \cdot f_{sw} \cdot d_z}{b_w \cdot s} \frac{\cos^2 \theta + \sin^2 \theta}{(\tan\theta + \cot\theta) \sin^2 \theta} + \frac{f_1 \cdot b_w \cdot d_z}{\tan\theta + \cot\theta} (1 + \cot^2 \theta) \end{aligned} \quad (7.24)$$

$$V_{Sd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{s} d_z \frac{\cot^2 \theta + 1}{\tan\theta + \cot\theta} + f_1 \frac{\tan\theta + \cot\theta}{\tan\theta(\tan\theta + \cot\theta)} b_w \cdot d_z \quad (7.25)$$

$$V_{Sd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{s} d_z \frac{\tan\theta + \cot\theta}{\tan\theta(\tan\theta + \cot\theta)} + f_1 \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot\theta$$

$$V_{Sd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{s} d_z \cdot \cot\theta + f_1 \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot\theta \quad (7.26)$$

Либо другими словами:

$V_{Sd} = V_{sw} + V_{cz}$ = составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой плюс составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном.

Как следует из (7.26), величина составляющей поперечной силы, воспринимаемой арматурой, зависит от изменения угла θ и практически соответствует решению, полученным в методе ферменной аналогии (см. раздел 7.6) с переменным уг-

лом сжатого подкоса. В то же время, величина составляющей, воспринимаемой бетоном зависит от величины главных растягивающих напряжений f_1 в диагональной полосе между трещинами.

Здесь необходимо отметить, что величина главных растягивающих напряжений f_1 является функцией касательных напряжений, которые способны воспринять диагональное сечение с трещиной за счет зацепления (англ. *aggregate interlock*). После того, как напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести, растягивающие напряжения вызываются локальными смещениями и локальными касательными напряжениями, действующими по плоскости трещины.

Усилие растяжения в продольной арматуре можно определить из рассмотрения проекции всех действующих усилий на продольную ось элемента:

$$A_{sx}f_1 = (f_2 \cdot \cos^2\theta - f_1 \cdot \sin^2\theta) \cdot b_w \cdot d_z = V_{Sd} \cdot \cot\theta - f_1 \cdot b_w \cdot d_z \quad (7.27)$$

Рассматривая **условия равновесия для сечения, расположенного вдоль диагональной трещины**, и учитывая то, что напряжения, действующие в сечении с трещиной и на участке между трещинами, должны быть статически эквивалентными (рис. 7.8а, б), получаем:

$$A_{sw} \cdot f_{sw} \left(\frac{d_z}{s \cdot \tan\theta} \right) + f_1 \frac{b_w \cdot d_z}{\sin\theta} \cos\theta = A_{sw} \cdot f_{ywd} \left(\frac{d_z}{S \cdot \tan\theta} \right) + v_{ci} \cdot b_w \cdot d_z \quad (7.28)$$

Для выполнения условия (7.28) средние растягивающие напряжения в диагональной полосе должны быть равны:

$$f_1 = v_{ci} \cdot \tan\theta + \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} (f_{ywd} - f_{sw}) \quad (7.29)$$

где v_{ci} – касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины.

Таким образом, составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, являясь функцией от главных растягивающих напряжений f_1 , согласно (7.26) связана с величиной касательных напряжений, которые могут быть восприняты сечением вдоль трещины за счет зацепления по ее берегам. Как показано в монографии [32], что величина касательных напряжений v_{ci} , которые способны воспринимать сечение вдоль трещины, зависит, главным образом, от ширины ее раскрытия, и может быть определена по эмпирической формуле:

$$v_{ci} = \frac{0.18 \sqrt{f_{cm}}}{0.3 + \frac{23 \cdot w}{d_g + 16}} \quad (7.30)$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие, МПа;

d_g – максимальный размер зерна заполнителя, мм;

w – ширина раскрытия диагональной трещины, мм.

По данным [32] предложенная зависимость применима для бетонов средних классов по прочности на сжатие ($f_c \leq 50$ Н/мм²). В силу того, что развитие трещин нормального отрыва и поперечного сдвига в структуре высокопрочных бетонов имеет специфические особенности (трещина пересекает как матрицу, так и заполнитель), зависимость (7.30) требует корректировки.

Ширина раскрытия диагональной трещины может быть рассчитана исходя из величины главных растягивающих деформаций и расстояния между диагональными трещинами по формуле:

$$w = \varepsilon_I \cdot S_{m\theta}, \quad (7.31)$$

где ε_I – среднее значение главных растягивающих относительных деформаций (в направлении поперек диагональной трещины);

$S_{m\theta}$ – среднее расстояние между диагональными трещинами.

Среднее расстояние между наклонными трещинами (рис. 7.9) можно определить по формуле [6, 17, 32]:

$$S_{m\theta} = \frac{l}{\frac{\sin \theta}{S_{mx}} + \frac{\cos \theta}{S_{mv}}} \quad (7.32)$$

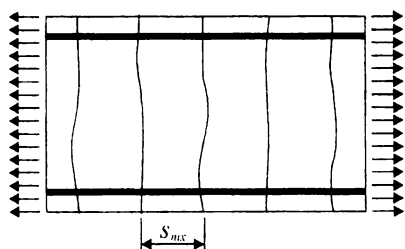
Расстояния между вертикальными S_{mx} и горизонтальными S_{mv} трещинами (рис. 7.9, 7.10) равны соответственно

$$S_{mx} = 2 \cdot \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0.25 \cdot k_l \frac{d_{bx}}{\rho_x} \quad (7.33)$$

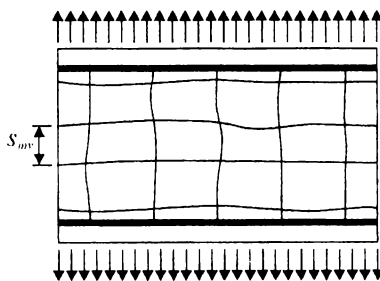
$$S_{mv} = 2 \cdot \left(C_v + \frac{S}{10} \right) + 0.25 \cdot k_l \frac{d_{bv}}{\rho_v} \quad (7.34)$$



а) Наклон трещины, вызванной срезом



б) Вертикальные трещины, вызванные осевым растяжением



в) Горизонтальные трещины, вызванные поперечным растяжением

Рис. 7.9.

Расстояния между трещинами в железобетонной конструкции. (Collins, Mitchell, 1991 [38])

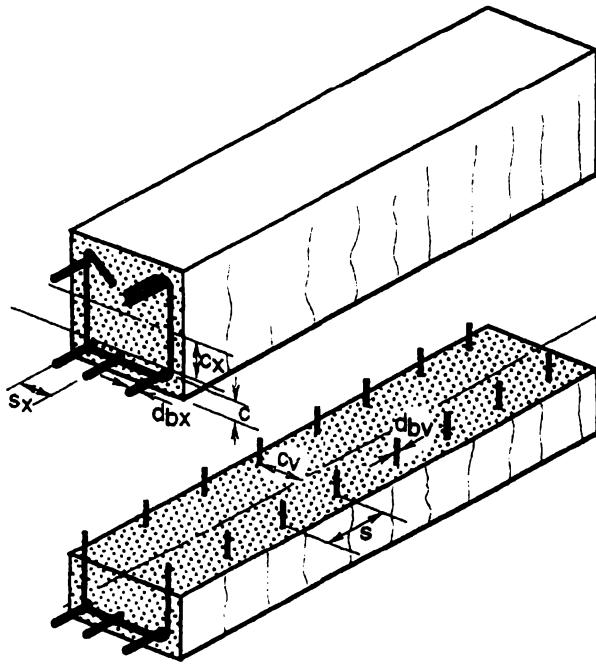


Рис. 7.10.

Расчетные параметры к определению расстояния между трещинами (Collins, Mitchell, 1991 [38])

где d_b – диаметр стержня;

C – расстояние до арматуры от нижней грани сечения;

S – шаг стержней;

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_w s};$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{A_c};$$

$k_l = 0,4$ – для стержней периодического профиля;
 $0,8$ – для гладких стержней.

На рис. 7.10 показаны параметры конструкции, используемые в расчетных формулах (7.33) и (7.34).

Рассматривая горизонтальные проекции сил на участке между трещинами и в сечении с трещиной, получаем условие для определения усилия в продольной арматуре:

$$A_{sx} \cdot f_y \geq A_{sx} \cdot f_{sx} + f_l \cdot b_w \cdot jd + \left[f_l - \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} (f_{ywd} - f_{sw}) \right] b_w \cdot jd_z \cdot \cot^2 \theta \quad (7.35)$$

Совместное решение уравнений равновесия, уравнений совместности деформаций с привлечением зависимостей, связывающих напряжения и деформации материалов, дает возможность расчета железобетонного элемента не только в предельном состоянии по прочности, но и на любом этапе его нагружения.

Точность решения, как и в рамках упрощенного метода, главным образом зависит от выбора аналитических описаний диаграмм деформирования для материалов и зависимостей, описывающих касательные напряжения, действующие в сечении с трещиной за счет зацепления по ее берегам (см. главу 4).

7.3.3. Расчет поперечного армирования в рамках общего метода

В общем случае при расчете средних значений главных растягивающих относительных деформаций ϵ_l в условиях совместности используют наибольшие продольные относительные деформации ϵ_x . При проектировании по упрощенному методу принимают допущение о том, что в качестве этих относительных деформаций могут быть приняты деформации наиболее растянутой продольной арматуры. Схемы, используемые при определении продольных относительных деформаций ϵ_x для железобетонных элементов, принятые в общем методе расчета на срез [1, 17], показаны на рис. 7.11.

При определении продольных деформаций ϵ_x в растянутой арматуре предварительно напряженных элементов дополнительно учитывают усилие в напрягаемой арматуре $A_{sp}f_{po}$, при достижении которого напряжения в окружающем бетоне становятся равными нулю. Тогда максимальное значение продольных относительных

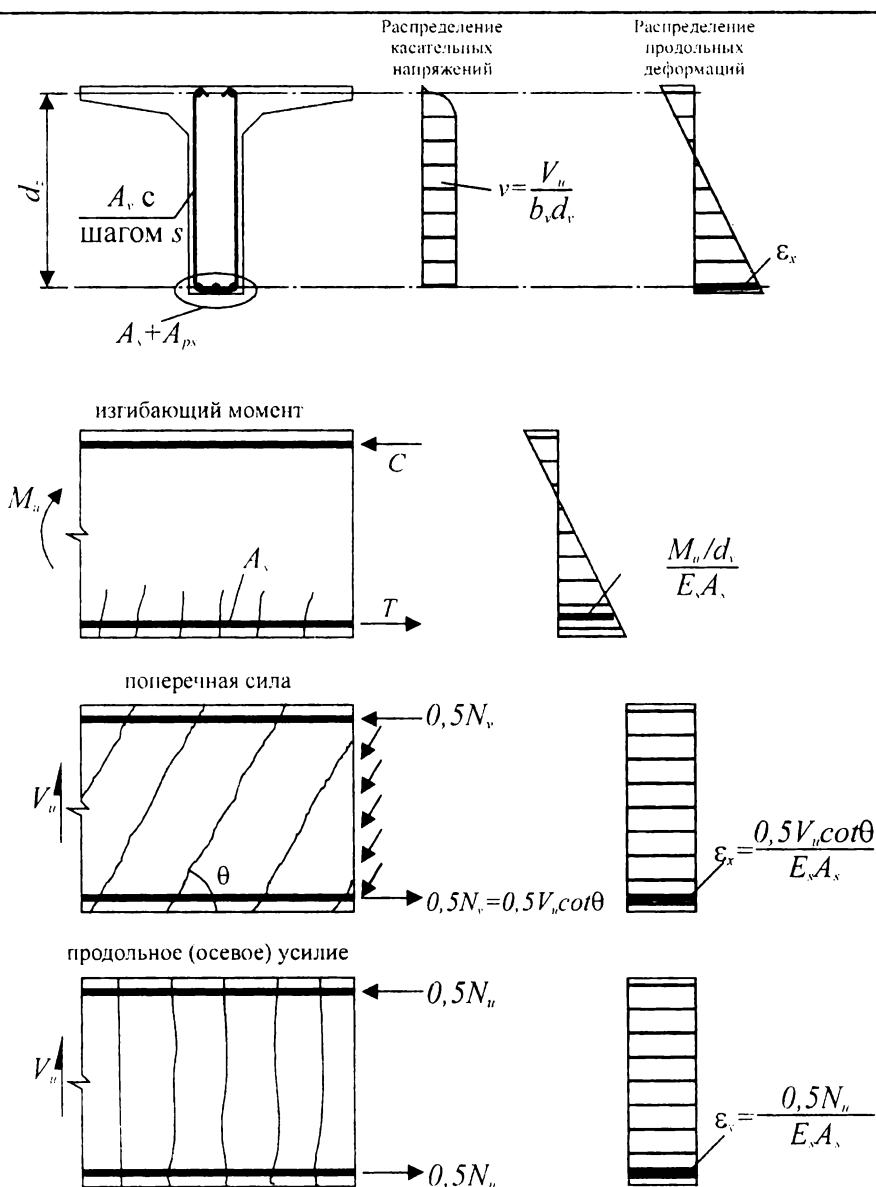


Рис. 7.11.

Схемы усилий, принятые при определении продольных относительных деформаций ϵ_x на уровне арматуры согласно [1, 17]

деформаций ϵ_x , используемых при расчете главных растягивающих относительных деформаций ϵ_l , в общем случае определяем по формуле:

$$\epsilon_x = \frac{M_{Sd}/d_z + 0.5N_{Sd} + 0.5V_{Sd} \cot \theta - A_{sp} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{sp}} \geq 0 \quad (7.36)$$

В свою очередь средние значения главных растягивающих относительных деформаций ϵ_l можно определить, воспользовавшись уравнениями совместности в виде:

$$\epsilon_l = \epsilon_x + (\epsilon_x - \epsilon_2) \cot^2 \theta \quad (7.37)$$

где ϵ_2 – главные сжимающие относительные деформации в полосе между диагональными трещинами.

Из уравнения (7.37) следует, что с возрастанием продольных относительных деформаций ϵ_x и уменьшением угла наклона сжатых полос θ относительная деформация ϵ_l возрастает.

Номинальную прочность при срезе определяют по формуле (7.26), которую с учетом достижения напряжениями в поперечной арматуре предельных значений ($f_{sw} = f_{ywd}$) можно записать

$$V_n = V_c + V_s + V_p = f_l \cdot b_w \cdot d_v \cdot \cot \theta + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} d_v \cot \theta + V_p \quad (7.38)$$

где V_p – вертикальная составляющая усилия предварительного обжатия (см. главу 12;

f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры.

В соответствии с диаграммой деформирования бетона при растяжении, принятой согласно [17] в виде

$$f_l = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500\epsilon_l}},$$

и учитывая, что $f_{cr} = 0.33\sqrt{f_{cm}}$, условие (7.38) можно записать:

$$V_n = \frac{0.33\sqrt{f'_c}}{1 + \sqrt{500\epsilon_l}} \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot \theta + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} d_z \cot \theta + V_p, \quad (7.39)$$

либо в традиционной записи:

$$V_n = \beta \sqrt{f_{cm}} \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot \theta + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} d_v \cot \theta + V_p, \quad (7.40)$$

где β – коэффициент эффективности растягивающих напряжений, характеризующий, по существу, «вклад бетона» в восприятие поперечной силы, и определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{0.33 \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0.18}{0.3 + \frac{24w}{d_g + 16}} \quad (7.41)$$

Условие (7.41) означает, что после достижения напряжениями в поперечной арматуре предела текучести (что принято при выводе формулы (7.38)), главные растягивающие напряжения f_l должны удовлетворять условию:

$$f_l \leq v_{ci} \tan \theta + \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} (f_{ywd} - f_{sw}) \quad (7.42)$$

В принятом методе количество поперечной арматуры рассчитывают приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести, т.е. $f_{sw} = f_{ywd}$. Тогда условие (7.42) можно записать:

$$f_l \leq \frac{0.18 \sqrt{f_{cm}}}{0.3 + \frac{24w}{d_g + 16}} \tan \theta \quad (7.43)$$

Таким образом, условие (7.43) ограничивает величину средних растягивающих напряжений f_l .

Главные сжимающие напряжения с некоторым обоснованным запасом (без учета f_l) могут быть определены по формуле:

$$f_2 = v \left(\tan \theta + \frac{1}{\tan \theta} \right), \quad (7.44)$$

где v – касательные напряжения, определяемые по формуле:

$$v = \frac{V_{Sd} - V_p}{b_w \cdot d_z} \quad (7.45)$$

Решая совместно уравнения (7.37) и (7.44) с учетом того, что относительные деформации ε_2 могут быть определены из зависимости, описывающей трансформированную диаграмму деформирования бетона при сжатии (4.46)

($\varepsilon_2 = -0.002 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{f_2}{f_{2,max}}} \right)$ при $f_{2,max} = \frac{f_{cm}}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq f_{cm}$), для определения главных растягивающих относительных деформаций ε_l получаем следующую формулу:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0.002 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v}{f_{cm}} (\tan \theta + \cot \theta) (0.8 + 170\varepsilon_1)} \right) \right] \cot^2 \theta \quad (7.46)$$

При расчете требуемого количества поперечной арматуры проектировщику необходимо установить величину угла θ и коэффициент β , используемых в уравнении (7.40). Для упрощения расчетных процедур в [1, 17] допускается при определении θ и β пользоваться табл. 7.1, либо графическими зависимостями, показанными на рис. 7.12. В табл. 7.1 значения углов θ и коэффициентов β определяют как функцию продольных относительных деформаций ε_x и относительного уровня касатель-

ных напряжений ν/f_{cm} . При расчете значений θ и β , внесенных в табл. 7.1 и на графике рис. 7.12, расстояние между диагональными трещинами принято равным $S_{m\theta} = 300$ мм, а максимальный размер зерна крупного заполнителя $d_g = 20$ мм. Как следует из анализа, приведенного в [32], это достаточно точные значения для широкого диапазона балочных элементов, армированных поперечными стержнями. При принятых допущениях расчет выполняется с некоторым запасом по прочности.

Значения углов θ , внесенных в табл. 7.1, выбраны таким образом, чтобы были обеспечены следующие условия:

- 1) относительные деформации в поперечной арматуре ϵ_t близки к 0,002 (относительные деформации, соответствующие пределу текучести);
- 2) главные сжимающие напряжения f_2 не превышают предельных значений $f_{2,max}$.

Таблица 7.1.

Значения β и θ для расчета элементов с поперечным армированием (CSA, 1994) [17]

ν f_{cm}	Продольные деформации ϵ_x							
		$\leq 0,0000$	$\leq 0,00025$	$\leq 0,0005$	$\leq 0,00075$	$\leq 0,0010$	$\leq 0,0015$	$\leq 0,0020$
$\leq 0,050$	β	0,405	0,290	0,208	0,197	0,185	0,162	0,143
	θ	27,0°	28,5°	29,0°	33,0°	36,0°	41,0°	43,0°
$\leq 0,075$	β	0,405	0,250	0,205	0,194	0,179	0,158	0,137
	θ	27,0°	27,5°	30,0°	33,5°	36,0°	40,0°	42,0°
$\leq 0,100$	β	0,271	0,211	0,200	0,189	0,174	0,143	0,120
	θ	23,5°	26,5°	30,5°	34,0°	36,0°	38,0°	39,0°
$\leq 0,125$	β	0,216	0,208	0,197	0,181	0,167	0,133	0,112
	θ	23,5°	28,0°	31,5°	34,0°	36,0°	37,0°	38,0°
$\leq 0,150$	β	0,212	0,203	0,189	0,171	0,160	0,125	0,103
	θ	25,0°	29,0°	32,0°	34,0°	36,0°	36,5°	37,0°
$\leq 0,200$	β	0,203	0,194	0,174	0,126	0,131	0,100	0,083
	θ	27,5°	31,0°	33,0°	34,0°	34,5°	35,0°	36,0°
$\leq 0,250$	β	0,191	0,167	0,136	0,126	0,116	0,108	0,104
	θ	30,0°	32,0°	33,0°	34,0°	35,5°	38,5°	41,5°

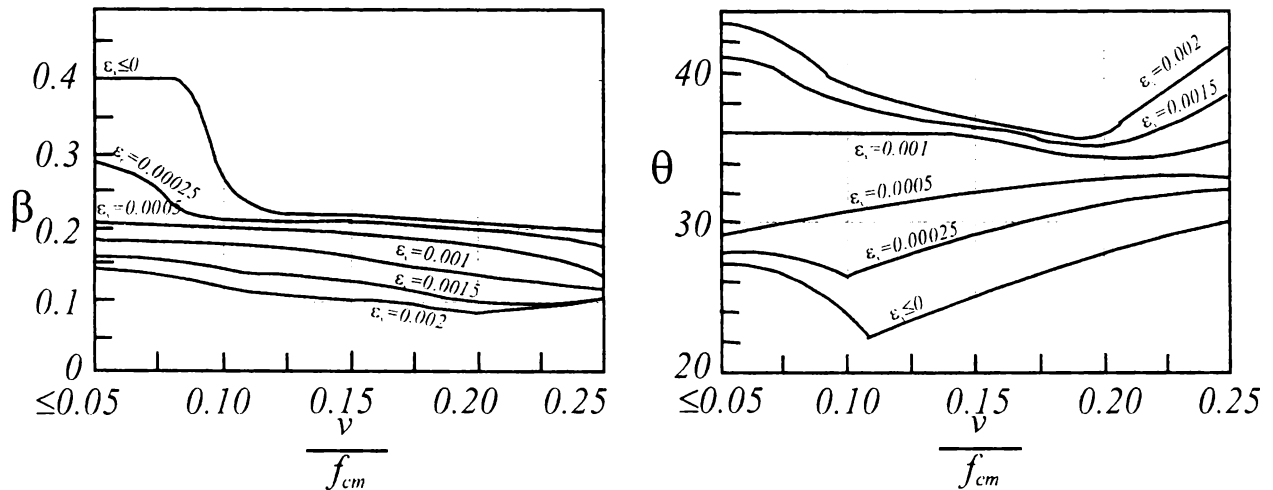


Рис. 7.12.

Графики для определения значений β и θ , используемые при расчете элементов с поперечным армированием (взяты из CSA 1994 [17])

При пользовании табл. 7.1 для промежуточных значений ε_x и $\frac{V}{f_{cm}}$ допускает-ся линейная интерполяция. Для расчетного сечения элемента, в котором действуют усилия N_{Sd} , V_{Sd} , M_{Sd} , прочность при срезе согласно [1, 17] проверяют из условия:

$$V_{Sd} \leq \varphi V_n, \quad (7.47)$$

где φ – понижающий коэффициент, принимаемый равным $\varphi = 0.85$;

V_n – номинальное значение предельной поперечной силы по ф. (7.38).

Составляющую поперечной силы V_s , по которой рассчитывают требуемое количество поперечной арматуры, определяют из формулы (7.38):

$$V_{sw} > \frac{V_{Sd}}{\varphi} - V_c - V_p$$

Так как расчет производят для отдельного сечения, считают что разрушение, обусловленное достижением напряжениями в арматуре предела текучести, происходит на длине $d_z \cdot \cot \theta$. Поэтому, результаты расчета, полученные для одного сечения, могут быть приняты репрезентативными для длины участка $d_z \cdot \cot \theta$, при этом согласно [1, 17] расчетное сечение располагается в середине этого участка. В районе опоры первое расчетное сечение следует рассматривать на расстоянии $0.5 \cdot d_z \cdot \cot \theta$ от ее грани, а в районе действия сосредоточенной нагрузки сечения, расположенные ближе, чем $0.5 \cdot d_z \cdot \cot \theta$ от силы, не нуждаются в проверке. В качестве упрощения при расчетах согласно [1, 17] обычно принимают, что $0.5 \cdot d_z \cdot \cot \theta \approx d_z$.

В соответствии с рекомендациями [1, 17] в сечении должно быть установлено минимальное количество поперечной арматуры если

$$V_{Sd} > 0.5 \cdot \varphi (V_c + V_p) \quad (7.48)$$

При этом минимальное количество поперечной арматуры рекомендовано определять из условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \geq 0.06 \sqrt{f_{cm}} \quad (7.49)$$

На рис. 7.13 проиллюстрировано влияние среза на величину растягивающего усилия в продольной арматуре. В общем случае, для сечения, в котором действует изгибающий момент M_{Sd} , продольная сила N_{Sd} и поперечная сила V_{Sd} , количество продольной арматуры должно удовлетворять условию:

$$A_s \cdot f_{yd} + A_{sp} \cdot f_{pd} \geq \frac{M_{Sd}}{\varphi \cdot d_z} + 0.5 \frac{N_{Sd}}{\varphi} + \left(\frac{V_{Sd}}{\varphi} - 0.5 V_{sw} - V_p \right) \cot \theta \quad (7.50)$$

где A_s , A_{sp} – площадь сечения соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

f_{yd} , f_{pd} – расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

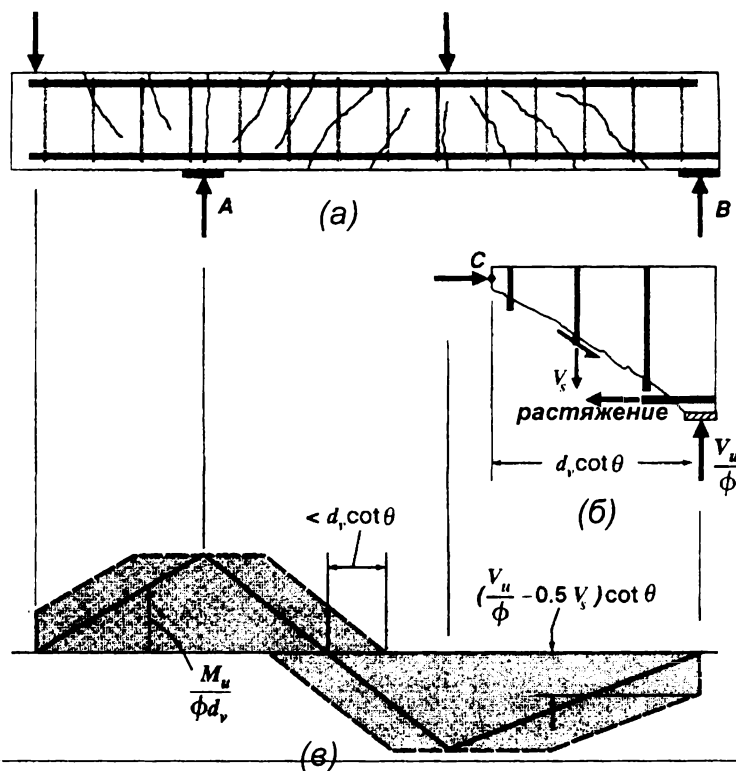


Рис. 7.13.

Влияние среза на усилия в продольной растянутой арматуре согласно [17, 32]

7.4. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов без поперечного армирования

Несмотря на кажущуюся простоту, задача определения прочности наклонных сечений, не имеющих поперечного армирования, сегодня является изученной в наименьшей степени. Это связано с тем, что сопротивление железобетонных элементов, не имеющих поперечного армирования, зависит от целого ряда конструктивно-технологических факторов, среди которых можно выделить:

- 1) прочность бетона при срезе, в отношении которой до настоящего времени нет ясности в назначении этой величины;
- 2) пролет среза a/d (или отношение $M/V \cdot d$);
- 3) размеры балки (масштабный фактор);
- 4) наличие или отсутствие продольных усилий, действующих в расчетном сечении.

В связи с тем, что общий метод расчета в ряде случаев дает неудовлетворительный результат, в основном все нормативные документы [1, 6, 11, 14] для расчета прочности наклонных сечений элементов без поперечного армирования рекомендуют пользоваться эмпирическими формулами, в большей или меньшей степени учитывающими влияние перечисленных факторов.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил, в которых отсутствует вертикальная и (или) наклонная (отогнутая) арматура, согласно требованиям норм [1, 6] следует производить из условия:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct} \quad (7.51)$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры, определяемая по формулам (7.52)–(7.54).

Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры, следует определять по эмпирической формуле:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (7.52a)$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = [0,4f_{ctd} - 0,15\sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (7.52b)$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, d в мм;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете, при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее d и надежно заанкерена (рис. 7.14);

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

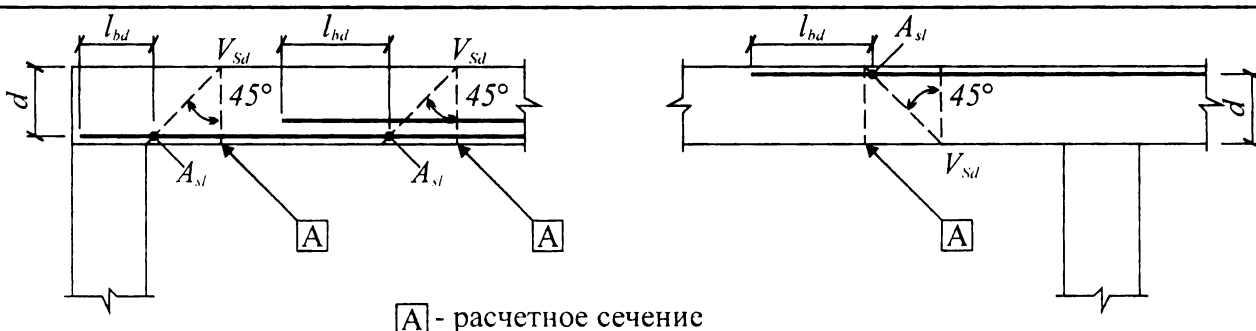
$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c, \text{ Н/мм}^2;$$

N_{Ed} – осевое усилие, вызванное действием нагрузки или предварительного напряжения ($N_{Ed} < 0$ при сжатии);

A_c – площадь бетонного сечения (мм²).

Расчетная поперечная сила $V_{Rd,ct}$ по ф. (7.52) в ньютонах.

Для однопролетных элементов без поперечной арматуры, в которых усилие предварительного напряжения передается за счет сил сцепления напрягаемой продольной арматуры и бетона (без применения дополнительных анкерных устройств), имеющих нормальные трещины в рассматриваемой зоне, поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле (7.52). Если в рассматриваемой зоне элемента нормальные трещины, вызванные действием изгибающих моментов, отсутствуют, поперечную силу, воспринимаемую элементом без поперечного армирования допускается определять по формуле:



А - расчетное сечение

Рис. 7.14.

Определение площади продольного армирования

$$V_{Rd.ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 - 0.9\alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (7.53)$$

где I, S – соответственно момент инерции и статический момент для рассматриваемого поперечного сечения;

$$\alpha_l = l_x / l_{bpd} \leq 1;$$

l_{bpd} – предельная длина зоны передачи напряжений в предварительно напряженном элементе (см. главу 12);

l_x – расстояние от рассматриваемого сечения до точки, в которой начинается длина анкеровки;

σ_{cp} – средние сжимающие напряжения, вызванные действием продольного усилия от нагрузки или усилием предварительного напряжения ($\sigma_{cp} = (N_{Ed} - A_s \cdot f_{yd}) / A_c$, $N_{Ed} > 0$ – при сжатии).

Расчет по прочности элементов без поперечной арматуры на действие поперечных сил по формуле (7.52) допускается не производить для сечений, на участке, располагаемом между внутренней гранью опоры и точкой, получаемой в результате пересечения продольной оси элемента с линией, наклоненной под углом 45° к внутренней грани площадки опирания. В этом случае считается, что усилие передается непосредственно на опору.

Расчет по прочности для случая, когда на рассматриваемый элемент действует сосредоточенная нагрузка, приложенная на расстоянии $0,5d \leq x < 2d$ (короткие балки, консоли) (см. рис. 7.15), следует производить по формуле:

$$V_{Rd.ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{x} \right) - 0,15\sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (7.54a)$$

При этом сила $V_{Rd.ct}$, определенная по формуле (7.54a), не должна превышать величины $V_{Rd.ct,max}$, определяемой по формуле:

$$V_{Rd.ct,max} = 0,5b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (7.54b)$$

где для конструкций из тяжелого бетона $v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$, f_{ck} в МПа.

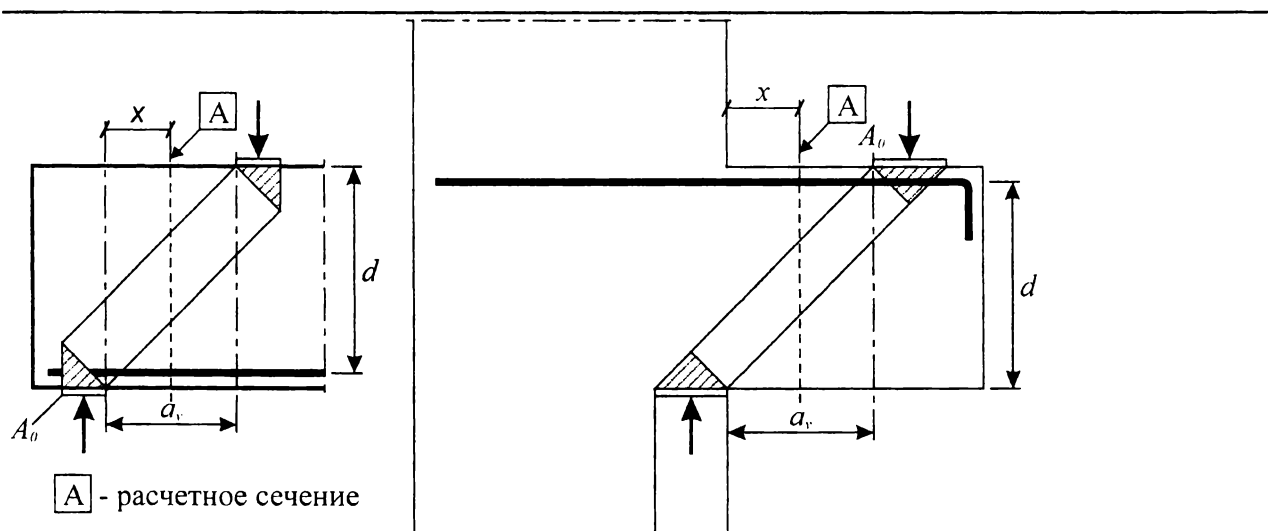


Рис. 7.15.

К расчету коротких балок и консолей, не имеющих поперечной арматуры

Для участков конструкции, где условие (7.52) выполняется, расчет поперечного армирования не производят, но устанавливают его конструктивно. Минимальное количество поперечной арматуры, устанавливаемое по конструктивным соображениям, следует принимать в соответствии с требованиями нормативных документов [1, 6] (см. табл. 7.5).

7.5. Расчет прочности элементов на действие поперечной силы на основе расчетной модели наклонных сечений (модель наклонных сечений)

Расчет для обеспечения прочности по диагональной трещине в общем случае должен производиться из совместного решения трех уравнений равновесия внутренних и внешних продольных сил и моментов для блока железобетонного элемента, выделенного наклонным сечением (рис. 7.16) ($\sum N = 0; \sum V = 0; \sum M = 0$). Предельное состояние по сжатой и растянутой зонам определяется соответствующими усилиями, вводимыми в общую систему уравнений.

Однако, как было показано ранее (см. раздел 7.2), решение задачи в общем виде, опираясь только на уравнения равновесия, является достаточно трудоемким и содержит целый ряд условностей. Поэтому для практических инженерных расчетов используют приближенный метод, в соответствии с которым расчет по сжатой и растянутой зонам наклонной трещины выполняют независимо один от другого. При этом для оценки прочности по сжатой зоне используют уравнение равновесия поперечных сил ($\sum V = 0$), считая, что разрушение по сжатой зоне происходит при преимущественных деформациях сдвига, а разрушение по растянутой зоне – при преимущественных деформациях поворота двух блоков, разделенных наклонной трещиной, один относительно другого [24].

Соответственно нормы [1, 2] рассматривают эти два случая как: а) расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил и б) расчет по наклонному сечению на действие изгибающих моментов.

Критерием исчерпания прочности наклонных сечений является достижение предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной и между наклонными трещинами, а также в поперечной и продольной арматуре, пересекающей наклонные трещины.

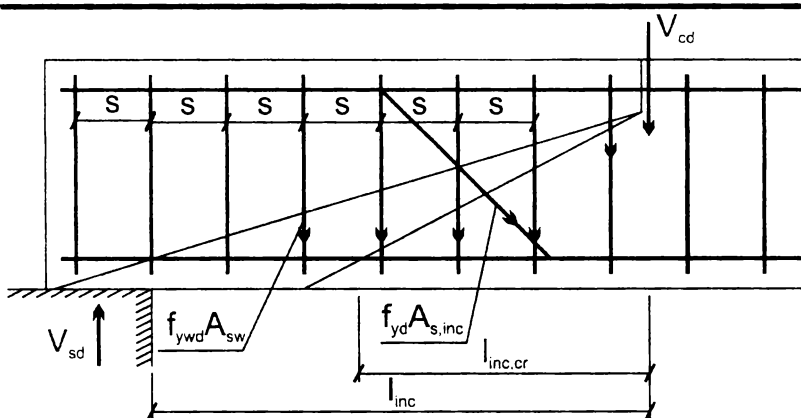


Рис. 7.16.

Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси элемента при расчете его по прочности на действие поперечной силы

7.5.1. Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине

Расчетная схема усилий приведена на рис. 7.16.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (7.55)$$

где V_{Rd} – поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc} \quad (7.56)$$

здесь: V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины;

V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих опасную наклонную трещину;

$V_{s,inc}$ – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

Поперечное усилие V_{cd} , воспринимаемое бетоном, определяется по формуле

$$V_{cd} = \frac{\eta_{C2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}b_w d^2}{l_{inc}}, \quad (7.57)$$

где: l_{inc} – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

η_{C2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона, принимается для бетона

тяжелого – 2.0;

мелкозернистого – 1.7;

легкого при марке по средней плотности

D1900 и более – 1.9;

D1800 и менее

при мелком заполнителе

плотном – 1.75;

пористом – 1.5;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах:

$$\eta_f = 0.75 \frac{(b'_f - b_w)h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0.5, \quad (7.58)$$

при этом b'_f принимается не более $b_w + 3h'_f$, а поперечная арматура должна быть надежно заанкерена в полке;

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил; определяется по формуле:

$$\eta_N = 0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d} \leq 0.5, \quad (7.59)$$

Для предварительно напряженных элементов в формулу (7.59) вместо N_{Ed} подставляется усилие предварительного обжатия N_{pd} . Положительное влияние продольных сжимающих сил не учитывается, если они создают изгибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия внешней нагрузки.

При действии продольных растягивающих сил

$$\eta_N = -0.2 \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d} \quad (7.60)$$

но не более 0,8 по абсолютной величине.

Значение коэффициента $(1 + \eta_f + \eta_N)$ во всех случаях принимается не более 1,5.

Значение V_{cd} , вычисленное по формуле (7.57) и принимается равным не менее $\eta_{c3}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$.

Коэффициент η_{c3} следует принимать равным:

для тяжелого бетона – 0,6;

для мелкозернистого – 0,5;

для легкого при марке по средней плотности (кг/м³)

– $D \geq 1900$ 0,5;

– $D < 1800$ 0,4.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участка между поперечными стержнями (хомутами), между опорой и отгибом и между отгибами.

Длина проекции опасной наклонной трещины $l_{inc,cr}$ на продольную ось элемента определяется из минимума выражения $(V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc})$, где в формулу (7.57) при определении значения V_{cd} вместо l_{inc} подставляется $l_{inc,cr}$; значение $l_{inc,cr}$ принимается не более $2d$ и не более значения l_{inc} , а также не менее d , если $l_{inc} > d$.

Для элементов с поперечной арматурой в виде поперечных стержней (хомутов), нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах рассматриваемого наклонного сечения, значение $l_{inc,cr}$ соответствует минимуму выражения $(V_{cd} + V_{sw})$, определенному по формуле

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{v_{sw}}}, \quad (7.61)$$

где v_{sw} – усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины элемента, определяемое по формуле:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s} \quad (7.62)$$

Для таких элементов поперечное усилие V_{sw} определяется по формуле:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr} \quad (7.63)$$

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету должно выполняться условие

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}(1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} \cdot b_w}{2} \quad (7.64)$$

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена **прочность по наклонной полосе между диагональными трещинами**. Это требование проверяется из условия:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} \quad (7.65)$$

$$V_{Rd,max} \leq 0.3 \cdot \eta_{wl} \cdot \eta_{cl} f_{cd} \cdot b_w \cdot d, \quad (7.66)$$

где η_{wl} – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней (хомутов), нормальных к продольной оси элемента и определяемый по формуле

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha_{sw} \cdot \rho_{sw} \leq 1,3, \quad (7.67)$$

здесь: $\alpha_{sw} = \frac{E_s}{E_c}$; $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$;

η_{cl} – коэффициент, определяемый по формуле $\eta_{cl} = 1 - \beta_4 f_{cd}$,

здесь: β_4 – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01, для легкого – 0,02;

f_{cd} – в МПа (Н/мм²).

V_{Sd} – расчетная поперечная сила в наклонном сечении, для которого проверяется прочность.

Рассмотрим более подробно, как определяется в методе сечений расчетная поперечная сила V_{Sd} и проекция наиболее опасного наклонного сечения.

При определении поперечной силы V_{Sd} в расчетном наклонном сечении рассматривается система внешних и внутренних сил, приложенных к блоку железобетонного элемента, отделенного наклонным сечением, проходящим по диагональной трещине. Поэтому и поперечную силу V_{Sd} от внешней нагрузки, действующую в наклонном сечении, находят как суммарную величину (или равнодействующую) всех поперечных сил от внешней нагрузки, приложенной к рассматриваемому блоку (рис. 7.17).

Поперечная сила в наклонном сечении определяется как проекция на нормаль к продольной оси элемента равнодействующих всех внешних сил, которые действуют на элемент **по одну сторону** от рассматриваемого наклонного сечения. При этом, независимо от того, где приложены нагрузки (сверху, снизу или в пределах высоты элемента), а также в каком направлении она действует, всегда следует исходить из общего правила, **рассматривая пропорную часть элемента, отделенную наклонным сечением от остальной части**.

При вычислении расчетной поперечной силы в наклонном сечении V_{Sd} следует учитывать:

- расположение внешней нагрузки в пределах блока, отделенного наклонным сечением по длине элемента;
- расположение внешней нагрузки в пределах блока, отделенного наклонным сечением по высоте элемента.

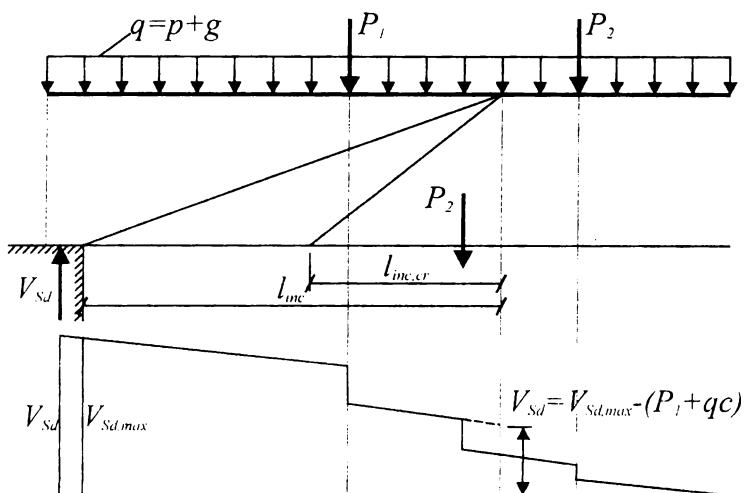


Рис. 7.17.

К определению расчетной поперечной силы в методе сечений [24]

Если нагрузка приложена по верхней грани элемента (рис. 7.17), то расчетная поперечная сила равна:

$$V_{Sd} = V_{Sd,max} - \left(\sum P_i + q \cdot l_{inc} \right), \quad (7.68)$$

где $V_{Sd,max}$ – поперечная сила на опоре;

$\sum P_i, q$ – сосредоточенные и распределенная нагрузки в пределах блока, отделенного наклонным сечением.

Отсюда следует, что нагрузка, приложенная в пределах блока, отделенного наклонным сечением, уменьшает значение поперечной силы в расчетном наклонном сечении V_{Sd} по сравнению с максимальной поперечной силой на опоре $V_{Sd,max}$. При наличии временной нагрузки, когда она полностью или ее часть может быть перемещена, следует рассматривать наиболее невыгодное ее положение при загрузении участка элемента, отсекаемого наклонным сечением. Наиболее осторожное и простое решение заключается в том, что поперечную силу на опоре определяют от полной нагрузки, а при определении поперечной силы в расчетном сечении разгружающее влияние временной нагрузки не учитывают [24].

7.5.1.1. Определение расчетной длины проекции наклонной трещины. В расчете прочности наклонных сечений по наклонной трещине важную роль играет определение длины $l_{inc,cr}$ проекции наклонной трещины на продольную ось элемента, на которой учитывается усилие в поперечной арматуре. Предположим, что длина наклонной трещины совпадает с пролетом среза l_{inc} (l_{inc} – пролет среза, который определяется как расстояние от сжатой зоны бетона под вершиной наклонной трещины до опоры, см. рис. 7.17). При увеличении длины l_{inc} поперечная сила V_{cd} , воспринимаемая бетоном уменьшается, а поперечная сила V_{sw} увеличивается. При определенной величине l_{inc} , равной $l_{inc,cr}$, поперечные силы V_{cd} и V_{sw} становятся взаиморавными, т.е.:

$$V_{cd} = V_{sw}.$$

Учитывая, что по ф. (7.57) и (7.63) $V_{cd} = M_{cd} / l_{inc}$ и $V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc}$,

где $M_{cd} = \eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2$,
длина проекции l_{inc} равна

$$l_{inc} = \sqrt{M_{cd} / v_{sw}}. \quad (7.69)$$

Эта длина соответствует минимальной несущей способности наклонного сечения, т.е. минимальному суммарному значению поперечных сил V_{cd} и V_{sw} , определяемому из уравнения

$$\frac{d}{dc}(V_{cd} + V_{sw}) = 0 \quad (7.70)$$

или
$$\frac{d}{dc} \left(\frac{M_{cd}}{l_{inc}} + v_{sw} \cdot l_{inc} \right) = 0.$$

Откуда длина $l_{inc,cr}$ равна:

$$l_{inc,cr} = \sqrt{M_{cd} / v_{sw}}. \quad (7.71)$$

Таким образом, получаем, что при длине l_{inc} , меньшей $l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}}$, несущая способность наклонного сечения ($V_{cd} + V_{sw}$) с увеличением длины l_{inc} снижается до тех пор, пока при $l_{inc} = l_{inc,cr}$ не достигает минимума, а при дальнейшем росте l_{inc} , когда она становится больше $l_{inc,cr}$, увеличивается.

Однако, такая ситуация противоречит опытам, из которых следует, что с ростом длины наклонной трещины l_{inc} несущая способность элемента с поперечной арматурой постоянно уменьшается. Чтобы снять это противоречие длина проекции наклонной трещины, на которой учитываются усилия в поперечной арматуре, при длине $l_{inc} < l_{inc,cr}$ принимают равной l_{inc} , а при $l_{inc} > l_{inc,cr}$ принимают равной $l_{inc,cr}$. Или, другими словами, длина проекции наклонной трещины принимается равной $l_{inc,cr}$, но не более длины l_{inc} . При этом принято, что длина $l_{inc,cr}$ не должна быть больше $2d$ и не менее d , если, разумеется, l_{inc} больше d .

7.5.1.2. Практические методы расчета прочности наклонных сечений элементов, армированных поперечными стержнями (хомутами) без отгибов, при действии равномерно распределенной нагрузки q [24]. Как было показано выше, длину проекции наклонной трещины $l_{inc,cr}$, определяющей поперечное усилие V_{sw} , воспринимаемое поперечными стержнями (хомутами), всегда принимают равной наименьшему значению из трех величин:

$$l_{inc}; 2d; \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}}$$

При этом если $\sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} < d$, тогда $l_{inc,cr}$ следует принимать равным d , но не менее

l_{inc} . Следовательно, предельное значение поперечной силы на опоре $V_{Sd,max}$ должно вычисляться по четырем разным формулам, соответствующим четырем случаям.

Случай 1.

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} \geq d, \text{ т.е. } V_{sw} = v_{sw} \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} = \sqrt{M_{cd} \cdot v_{sw}}. \quad (7.72)$$

Тогда $l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{q}}$ и, следовательно

$$V_{Sd,max} = 2\sqrt{M_{cd} \cdot q} + \sqrt{M_{cd} \cdot v_{sw}}. \quad (7.73)$$

Случай 2.

$$l_{inc,cr} = d > \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}}, \text{ т.е. } V_{sw} = v_{sw} \cdot d.$$

$$\text{Тогда } l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{q}}$$

$$V_{Sd,max} = 2\sqrt{M_{cd} \cdot q} + v_{sw} \cdot d. \quad (7.74)$$

Случай 3.

$$l_{inc,cr} = l_{inc}, \text{ т.е. } V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc}.$$

$$\text{Тогда } l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{q + v_{sw}}}$$

$$V_{Sd,max} = 2\sqrt{M_{cd} \cdot (q + v_{sw})}. \quad (7.75)$$

Случай 4.

$$l_{inc,cr} = 2d, \text{ т.е. } V_{sw} = 2d \cdot v_{sw}.$$

$$\text{Тогда } l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{q}}$$

$$V_{Sd,max} = 2\sqrt{M_{cd} \cdot q} + 2d \cdot v_{sw}. \quad (7.76)$$

Если не выполняется условие (7.52), **подбор поперечной арматуры** в расчетном наклонном сечении выполняют в следующей последовательности.

Исходя из конструктивных требований пользуясь табл. 7.2, 7.5 в первом приближении назначают диаметр и шаг поперечного армирования, принимая минимальный коэффициент армирования $\rho_{sw,min}$ и максимальный шаг $s \leq s_{max}$.

1. Определяют расчетную поперечную силу в наклонном сечении V_{Sd} по формуле:

$$V_{Sd} = V_{Sd,max} - q \cdot l_{inc}$$

где $V_{Sd,max}$ – поперечная сила в опорном сечении;

l_{inc} – длина проекции наиболее опасного сечения, определяемая при действии равномерно распределенной нагрузки
– если выполняется условие

$$q \leq \frac{\eta_{cu}(1 + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w}{(l_{inc,max}/d)^2} = 0,16\eta_{cu}(1 + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \quad (7.77)$$

принимают $l_{inc} = l_{inc,max}$, где $l_{inc,max} = 2,5d$;

– если условие (7.77) не выполняется

$$l_{inc} = d \sqrt{\eta_{cu} (1 + \eta_N) f_{ctd} \cdot b_w / q} \leq l_{inc,max}. \quad (7.78)$$

2. Вычисляют значение v_{sw} по формуле (7.62) и проверяют его по условию:

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{C3} (1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} \cdot b_w}{2}. \quad (7.79)$$

3. Проверяют принятый шаг хомутов из условия:

$$s \leq s_{max} = \frac{\eta_{C4} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{V_{Sd}}. \quad (7.80)$$

4. Рассчитывают M_{cd} по формуле:

$$M_{cd} = \eta_{C2} (1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2. \quad (7.81)$$

5. Определяют l_{inc} по формуле:

$$l_{inc} = \sqrt{M_{cd} / q} \leq \frac{\eta_{C2}}{\eta_{C4}} d, \quad (7.82)$$

что дает для тяжелого бетона $l_{inc} \leq 3,33d$.

6. Вычисляют составляющую поперечной силы, воспринимаемую сечением над вершиной наклонной трещины, по формуле (7.82):

$$V_{cd} = M_{cd} / l_{inc} \geq V_{Rd,ct}.$$

7. Рассчитывают величину поперечной силы в вершине наклонной трещины при вычисленном по формуле (7.82) значении l_{inc} :

$$V_{Sd} = V_{Sd,max} - q \cdot l_{inc}. \quad (7.83)$$

8. Определяют длину проекции расчетного наклонного сечения $l_{inc,cr}$, соблюдая ограничения, принятые для $l_{inc,cr}$:

$$l_{inc,cr} = \sqrt{M_{cd} / v_{sw}}, \quad (7.84)$$

но не более l_{inc} , не более $2d$ и не менее d , если $l_{inc} > d$.

9. Вычисляют поперечную силу V_{sw} , воспринимаемую поперечными стержнями (хомутами) в наклонном сечении по формуле:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}.$$

10. Проверяют условие прочности в расчетном наклонном сечении (7.55).

11. Если условие (7.55) не выполняется, уменьшают шаг поперечных стержней s или увеличивают площадь поперечной арматуры A_{sw} .

12. Проверяют прочность бетона по сжатой полосе между диагональными трещинами, пользуясь формулой (7.66):

При уменьшении интенсивности поперечного армирования от поры к пролету с v_{sw1} на v_{sw2} (например, при увеличении шага хомутов) следует проверять условие

(7.77) при значениях l_{inc} , превышающих $a_{w2(l)}$ – длину первого участка элемента с интенсивностью q_{swl} (см. рис. 7.18).

Как видно, представленный расчетный метод содержит достаточно много условий и введенных ограничений, главным образом при определении проекции расчетного наклонного сечения.

Следует обратить внимание на то, что составляющая поперечной силы V_{sw} в методе сечений равна:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc.cr} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s} l_{inc.cr} \quad (7.85)$$

Если выразить длину проекции $l_{inc.cr}$, вводя угол наклона расчетного сечения θ (см. рис. 7.19)

$$\frac{l_{inc.cr}}{z} = \cot \theta \rightarrow l_{inc.cr} = z \cdot \cot \theta,$$

тогда

$$V_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s} z \cdot \cot \theta,$$

что соответствует решениям, получаемым как в упрощенном варианте общего метода, так и в методе ферменной аналогии, который будет рассмотрен ниже.

Учитывая принятые ограничения

$$d \leq l_{inc.cr} \leq 2d \quad (7.86)$$

с учетом того, что $z \cong 0,9d$, получаем:

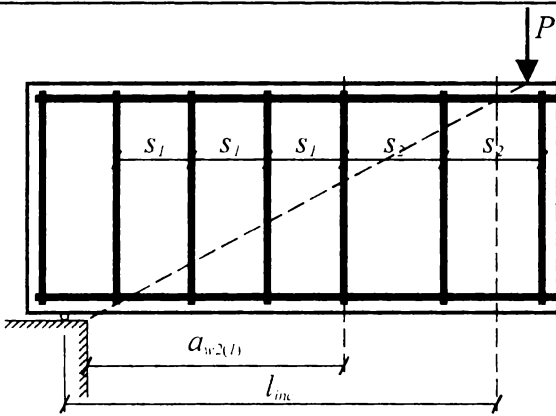


Рис. 7.18.

К расчету балки при изменении шага поперечных стержней

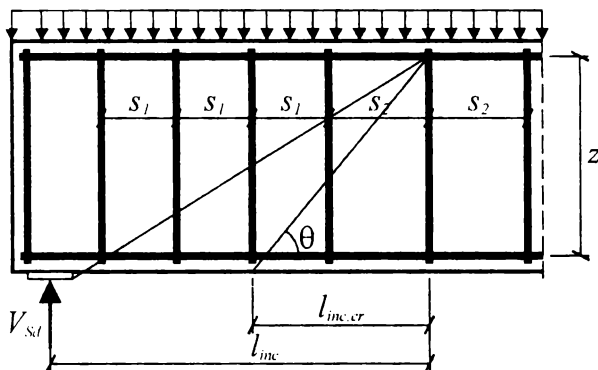


Рис. 7.19.

К определению длины проекции $l_{inc.cr}$

$$d \leq d \cdot 0,9 \cdot \cot \theta \leq 2d \text{ или } 1,1 \leq \cot \theta \leq 2,2.$$

Полученное решение достаточно близко совпадает с интервалом ограничения угла, принятого в методе ферменной аналогии (сравни: $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$).

7.5.2. Расчет элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине

Расчетная схема усилий приведена на рис. 7.20.

Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по опасному наклонному сечению из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (7.87)$$

где M_{Sd} – момент от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий N_c в сжатой зоне сечения;

M_{Rd} – изгибающий момент, воспринимаемый сечением, относительно той же оси

$$M_{Rd} = M_s + M_{sw} + M_{s,inc} \quad (7.88)$$

здесь: M_s – момент относительно той же оси от продольного усилия в продольной арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения; M_s определяется по формуле $M_s = f_{yd} A_s z$;

где: A_s – площадь сечения продольной арматуры, пересекающей наклонное сечение;

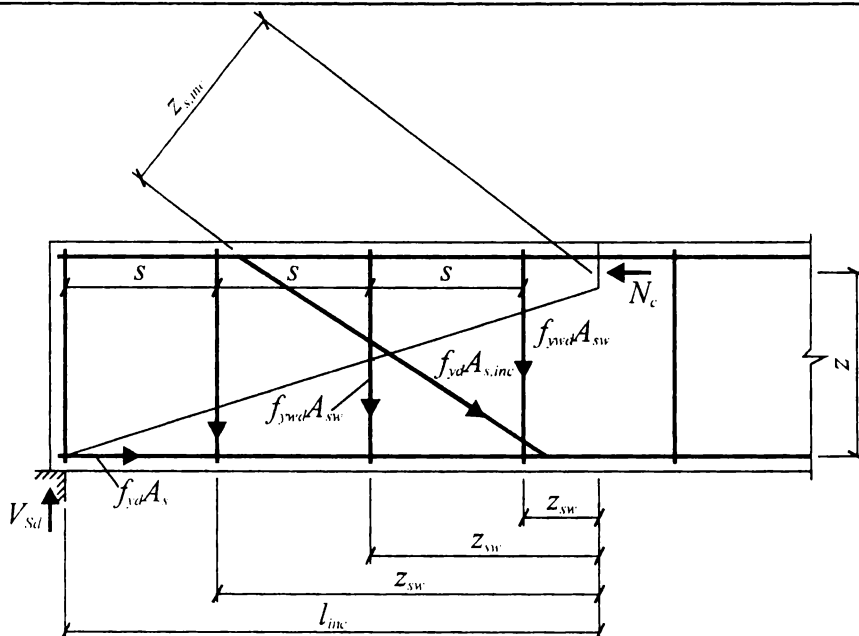


Рис. 7.20.

Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента.

z – расстояние между равнодействующей усилий в продольной арматуре и равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения. При отсутствии полной анкеровки продольной арматуры расчетные сопротивления арматуры растяжению f_{yd} принимаются сниженными, что учитывается коэффициентом $\eta_{s5} = l_x/l_{bd}$;

M_{sw} – момент относительно той же оси от усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих растянутую зону наклонного сечения; M_{sw} в случае армирования поперечными стержнями (хомутами), нормальными к продольной оси элемента, с равномерным шагом в пределах растянутой зоны рассматриваемого наклонного сечения, определяется по формуле

$$M_{sw} = v_{sw} \frac{l_{inc}^2}{2}, \quad (7.89)$$

$M_{s,inc}$ – момент относительно той же оси от усилий в отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

Высота сжатой зоны наклонного сечения определяется из условия равновесия проекций на продольную ось элемента усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения.

В соответствии с требованиями норм [1, 2] расчет наклонных сечений на действие момента следует производить в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, а также в приопорной зоне балок и у свободного края консолей. Кроме того, расчет наклонных сечений на действие момента необходимо производить в местах резкого изменения конфигурации сечения элемента (подрезки).

В балках с двузначной эпюрой изгибающих моментов, если изгибающий момент от внешнего нагружения меняет знак в пределах пролета среза и выполняется условие

$$V_{max} = \frac{V_{cr} \cdot S}{J_{red} \cdot b} \geq \frac{M_{sd} \cdot \eta}{W_{pl}}, \quad (7.90)$$

следует выполнить проверку прочности наклонного сечения, проходящего от одной сжатой грани к противоположной сжатой грани (до появления наклонной трещины) на действие изгибающего момента.

В формуле (7.90):

где V_{cr} – поперечная сила, соответствующая моменту образования нормальных трещин;

S – статический момент части площади поперечного сечения, расположенной выше (или ниже) центра тяжести приведенного сечения относительно центральной оси;

J_{red} – момент инерции приведенного сечения;

W_{pl} – упруго-пластический момент сопротивления приведенного сечения;

η – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,6,

7.6. Метод ферменной аналогии (стержневая модель)

Впервые метод ферменной аналогии для расчета прочности наклонных сечений был предложен в начале XX века практически одновременно *Мёршем* (Германия) и *Риттером* (Швейцария), поэтому традиционно носит название метода *Риттера–Мёрша*.

Идеализированная модель описывает поведение железобетонной балки в зоне действия изгибающих моментов и перерезывающих сил. На рис. 7.21 показаны две простые расчетные схемы, использованные в методе ферменной аналогии, представляющие собой статически определимые фермы, состоящие из верхнего пояса, воспринимающего равнодействующую сжимающих напряжений F_c (в сжатой зоне) и нижнего растянутого пояса, воспринимающего равнодействующую растягивающих напряжений в растянутой продольной арматуре F_t . Пояса соединены сжатыми бетонными подкосами C , выделенными по длине зоны среза соседними диагональными трещинами, и растянутыми подкосами T , моделирующими поперечное армирование. На рис. 7.21б показана упрощенная заменяющая ферма, которую составляют все растянутые поперечные стержни, пересеченные сечением « α – α » и приведенные к одной вертикальной стойке с узлами 2–3, а также все наклонные сжатые подкосы, пересеченные сечением « β – β » и приведенные к одному сжатому стержню с узлами 5–6.

На рис. 7.22 показана расчетная схема усилий, принятая в методе ферменной аналогии, включенном в нормативные документы [1, 6, 11, 14]. Узлы идеализированной фермы расположены на расстоянии s , соответствующем шагу поперечных стержней. На рис. 7.22б показана заменяющая ферма, в которой на длине рассматриваемого отрезка a_w картина сжатых и растянутых подкосов размыта. Согласно с принятыми обозначениями длину этого отрезка (равную расстоянию между узлами заменяющей фермы) можно определить:

$$a_w = z(\cot \theta + \cot \alpha). \quad (7.91)$$

Из схемы сил, представленной на рис. 7.22 а и б, можно определить усилия, действующие в сжатом и растянутом подкосах:

- равнодействующая растягивающих напряжений в заменяющих подкосах с шагом a_w , моделирующих поперечное армирование, располагаемое с фактическим шагом s :

$$F_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{sw}}{s} z(\cot \theta + \cot \alpha), \quad (7.92)$$

где A_{sw} – площадь поперечной арматуры;

σ_{sw} – напряжения в поперечной арматуре;

- равнодействующая сжимающих напряжений в бетонных подкосах, расположенных с шагом a_w :

$$F_{cw} = \sigma_{cw} \cdot b_w \cdot z(\cot \theta + \cot \alpha), \quad (7.93)$$

где σ_{cw} – сжимающие напряжения в бетоне.

Из условий равновесия (рис. 7.22):

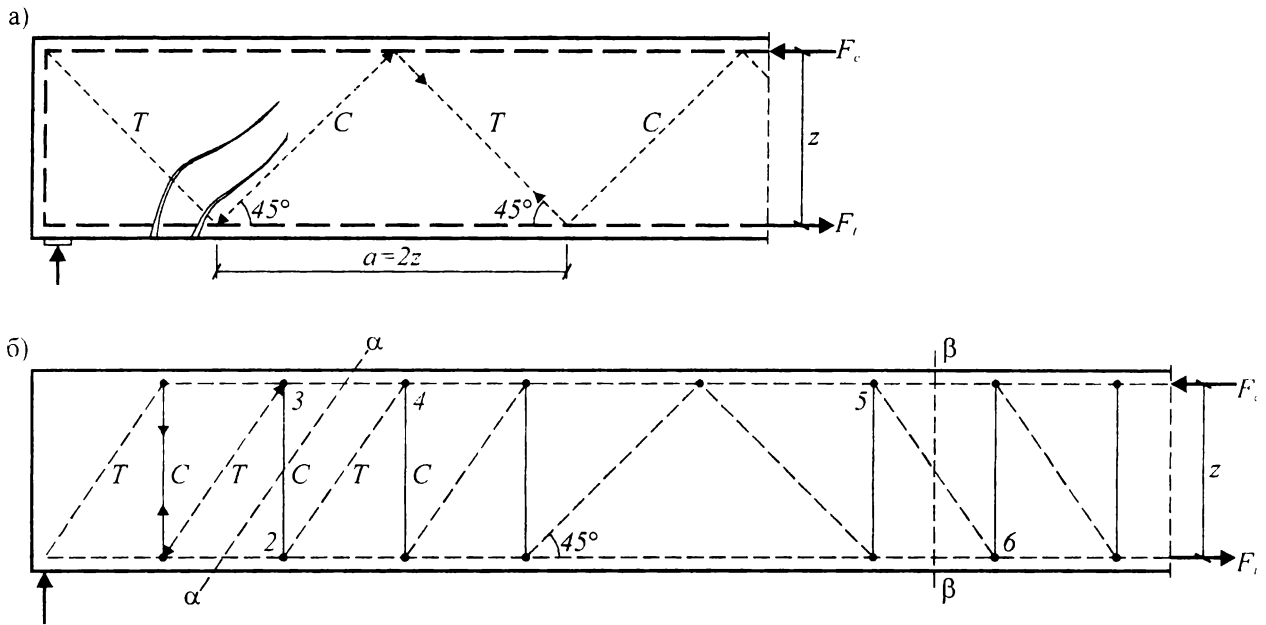


Рис. 7.21.

Расчетные схемы, применяемые в методе ферменной аналогии:

а) ферменная аналогия Мёрша; б) упрощенная заменяющая модель Риттера [40].

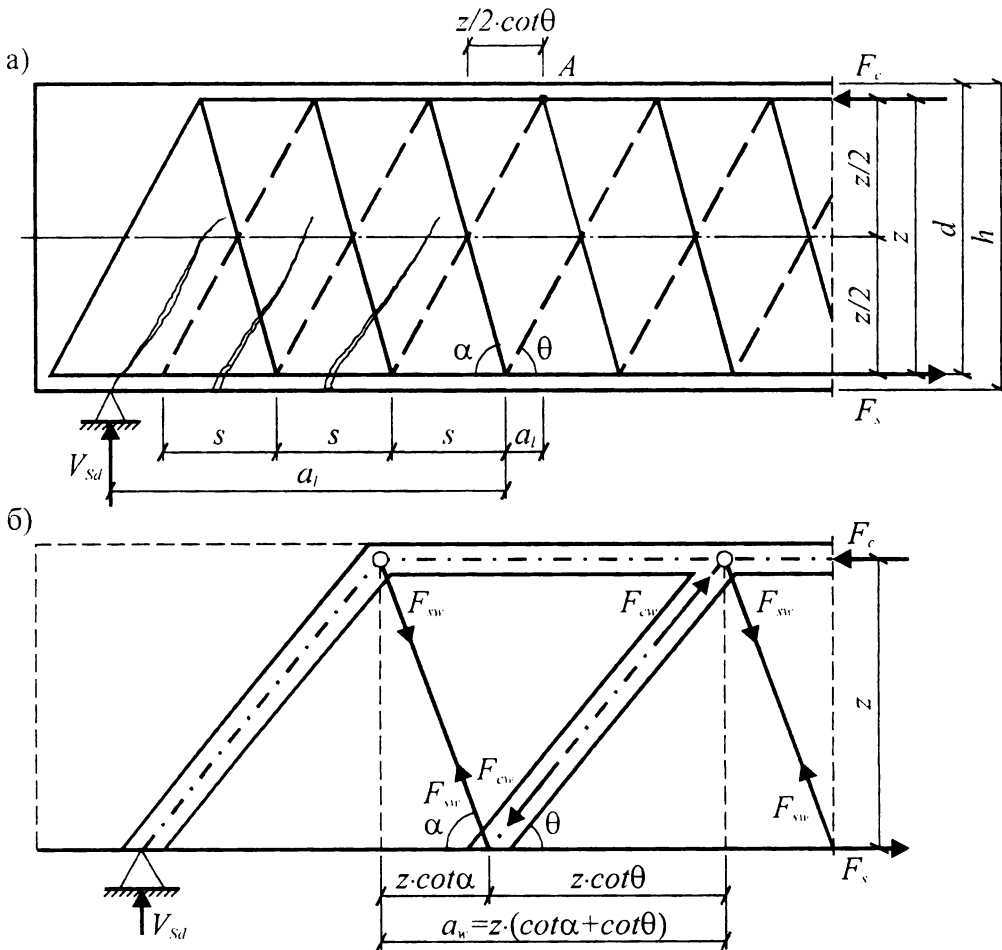


Рис. 7.22.

К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии [45]

а) идеализированная ферма; б) заменяющая ферма с подкосами, размытыми на участке длиной a_w .

$$V = F_{sw} \cdot \sin \alpha, \quad (7.94)$$

$$V = F_{cw} \cdot \sin \theta. \quad (7.95)$$

Из уравнений (7.94) и (7.95) можно определить составляющую поперечной силы, воспринимаемой поперечной арматурой. Учитывая, что в предельном состоянии напряжений в арматуре достигают расчетного сопротивления $\sigma_{sw} = f_{ywd}$, получаем:

$$V_{Rd,sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha. \quad (7.96)$$

Преобразуя уравнение (7.96) получаем:

$$\sigma_{cw} = \frac{V}{z \cdot b_w (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \alpha}.$$

Очевидно напряжения в сжатом подкосе σ_{cw} не должны превышать прочности бетона на сжатие в условиях плоского напряженного состояния «сжатие–растяжение», принимаемого равным для рассматриваемой модели $v \cdot \alpha \cdot f_{cd}$ (см. главу 4).

Уравнение моментов относительно точки *A* (рис. 7.22а) можно записать:

$$F_s \cdot z = V_{sd} (a_0 + a_l) \quad (7.97)$$

или

$$F_s = \frac{V_{sd}}{z} a_0 + \frac{V_{sd}}{z} a_l. \quad (7.98)$$

Учитывая, что $a_l = \frac{z}{2} (\cot \theta - \cot \alpha)$, получаем:

$$F_s = \frac{|M_{sd}|}{z} + \frac{|V_{sd}|}{z} (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (7.99)$$

Согласно требованиям норм [1, 6] усилие F_s должно быть воспринято продольной арматурой, расположенной в зоне среза изгибаемой балки (например, на промежуточных опорах неразрезной балки).

Наибольшая поперечная сила (при полном использовании прочностных свойств бетона) в нормативных методах [1, 6] очевидно будет достигнута тогда, когда прочность сжатых (выраженная через составляющую поперечной силы $V_{Rd,max}$) и растянутых подкосов $V_{Rd,sv}$ будут равными, т.е. выполняется условие

$$V_{Rd,sv} = V_{Rd,max}. \quad (7.100)$$

Выполнение этого условия не дает эффективного решения, т.к. ведет к переармированию сечения поперечной арматурой. Нормативные документы [1, 6] оставляют возможность выбора угла наклона сжатых подкосов θ на усмотрение проектировщика, ограничивая пределы его изменения:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5. \quad (7.101)$$

Основываясь на нормированном диапазоне (7.101) изменения угла θ необходимо выбрать его значения таким образом, чтобы выполнить одновременно два требования, а именно чтобы была обеспечена прочность сжатого бетонного подкоса ($V_{Sd} \leq V_{Rd,max}$) и при этом в сечении было установлено минимальное количество поперечного армирования.

Начальное значение угла наклона сжатого подкоса рекомендовано принимать равным (формула Лицнера):

$$\cot \theta = 1,25 - 3 \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \Rightarrow \theta, \quad (7.102)$$

где $\sigma_{cp,eff}$ – эффективные средние сжимающие напряжения, вызванные действием продольных сил и рассчитываемые в соответствии с указаниями раздела 7.4.

В изгибаемых элементах, в которых не действуют продольные силы $\sigma_{cp,eff} = 0$, начальный угол θ по ф. (7.102) составляет $\theta \cong 39^\circ$. Экспериментальные исследования показывают, что достижение предельных напряжений в поперечной арматуре изгибаемых элементов без преднапряжения происходит при $\theta \cong 38..40^\circ$.

7.6.1. Проверка прочности наклонного сечения

В соответствии с требованиями норм [1, 6] расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил (рис. 7.23) следует производить из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,sw}$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила, вызванная действием нагрузки;

$V_{Rd,sw}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением.

а) Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение

Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием следует определять по формуле:

$$V_{Rd,sw} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (7.103)$$

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq 0.5 \nu f_{cd} \quad (7.104)$$

и

$$\nu = 0.7 - \frac{f_{ck} (\text{МПа})}{200} \geq 0.5 \text{ – для тяжелых и мелкозернистых бетонов} \quad (7.105)$$

$$\nu = 0.6 - \frac{f_{ck} (\text{МПа})}{235} > 0.425 \text{ – для легких бетонов} \quad (7.106)$$

При этом предельная поперечная сила, воспринимаемая сечением, определенная по формуле (7.103) не должна превышать максимальной поперечной силы

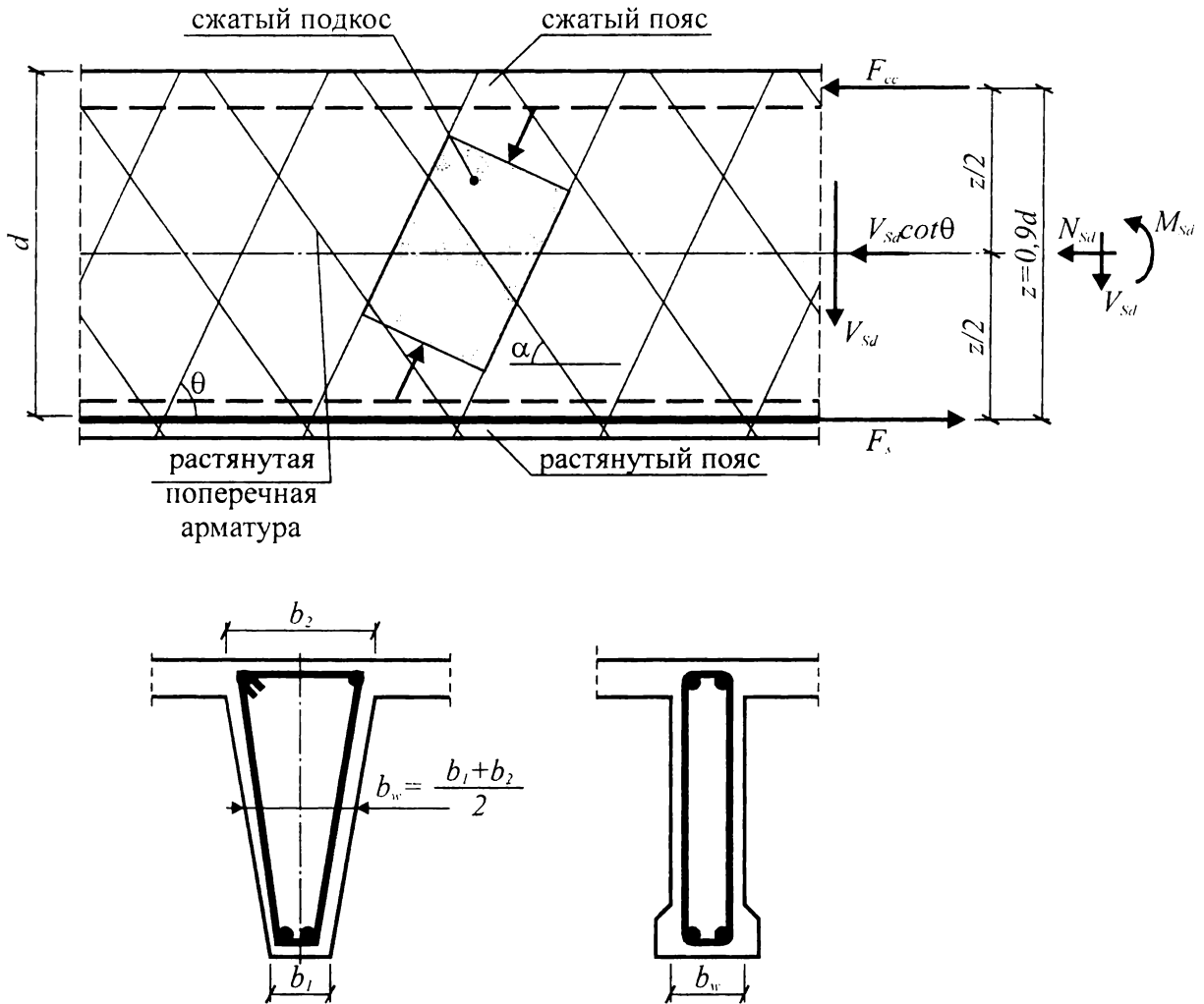


Рис. 7.23.

К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы по методу ферменной аналогии согласно норм [1, 6]

$V_{Rd,max}$, определяющей прочность сжатого бетонного подкоса и рассчитываемой по формуле:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.107)$$

Для элементов, имеющих отогнутую арматуру под углом $\alpha \geq 45^\circ$, предельную поперечную силу, воспринимаемую элементом следует определять по формуле:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ydw} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (7.108)$$

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w} \leq \frac{0.5 v f_{cd} \sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \quad (7.109)$$

При этом, как и в случае армирования поперечными стержнями (хомутами), предельная поперечная сила, определенная по формуле (7.108), не должна превышать $V_{Rd,max}$, рассчитываемой по формуле:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (7.110)$$

В случае если конструкция армирована хомутами и отгибами, суммарную поперечную силу допускается определять по принципу суперпозиций:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw1} f_{ywd1}}{s_1} z \cdot \cot \theta + \frac{A_{sw2} f_{ywd2}}{s_2} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (7.111)$$

где A_{sw1} и A_{sw2} – соответственно площадь сечения вертикальных хомутов, установленных с шагом s_1 , и стержней, отогнутых под углом α и установленных с шагом s_2 ;

f_{ywd1} и f_{ywd2} – расчетные сопротивления соответственно вертикальных хомутов и отгибов.

При этом должно выполняться условие (7.110).

б) Расчет при действии на сечение продольных усилий

Расчет железобетонных элементов с поперечным армированием в случае, когда на сечение действуют продольные усилия, максимальную поперечную силу, воспринимаемую расчетным сечением, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot V_{Rd,max} \quad (7.112)$$

где $V_{Rd,max}$ – поперечная сила, воспринимаемая сжатым подкосом и рассчитанная по ф. (7.107) и (7.111);

α_c – коэффициент, учитывающий влияние продольного осевого усилия и определяемый:

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd};$$

$$\alpha_c = 1,25 \quad \text{при } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd};$$

$$\alpha_c = 1 - \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd};$$

здесь σ_{cp} – средние значения сжимающих напряжений (рассматриваемых со знаком «плюс»), вызванных действием продольного усилия. Напряжения σ_{cp} не учитывают при расчете сечений, располагающихся на расстоянии, меньшем, чем $0,5 \cdot d \cdot \cot \theta$ от грани опоры.

При расчете прочности элементов, воспринимающих растягивающие продольные усилия в расчетных формулах (7.103)..(7.112), следует принимать $\cot \theta = 1$.

Растягивающее усилие в продольной арматуре T_d , вызванное действием среза следует определять по формуле:

$$T_d = 0.5V_{sd} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (7.113)$$

В случае, если на конструкцию в приопорной зоне действует сосредоточенная сила, приложенная на расстоянии $a_v < 2.5d$ от грани опоры (короткие балки, консоли) прочность при срезе V_{Rd} равно:

$$V_{Rd} = V_{Rd,ct} + A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad (7.114)$$

где $V_{Rd,ct}$ – определяют по формуле (7.52);

$A_{sw}f_{ywd}$ – сопротивление поперечной арматуры, пересекаемой наклонной трещиной.

В расчет вводят только поперечную арматуру в середине участка длиной $0.75a_w$.

Значение V_{Rd} , рассчитанное по формуле (7.114), не должно превышать $V_{Rd,max}$ согласно (7.107).

7.6.2. Расчет поперечного армирования

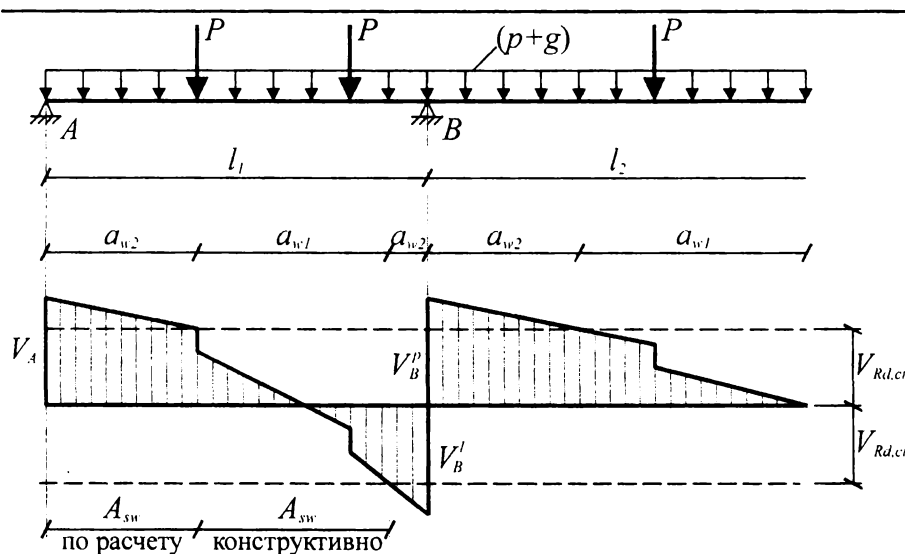
В соответствии с методом, изложенным в нормах [1, 6], расчет поперечного армирования производят в зависимости от величины расчетной поперечной силы V_{Sd} , действующей в рассматриваемом сечении. При этом, в зависимости от положения расчетного сечения по длине приопорной зоны могут иметь место различные расчетные ситуации. В случае, когда:

- 1) $V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}$ – поперечное армирование по расчету не требуется и его назначают исходя из конструктивных соображений;
- 2) $V_{Sd} > V_{Rd,max}$ – расчет поперечного армирования не представляется возможным ввиду того, что происходит разрушение при раздавливании наклонной полосы, заключенной между диагональными трещинами (форма разрушения IV). При этом предельное значение $V_{Rd,max}$ при проверке условия можно определять по ф. (7.107), без учета влияния поперечного армирования. Если условие не выполняется, необходимо изменить размеры поперечного сечения элемента, либо класс бетона по прочности.

Если на участках зоны среза выполняется условие

$$V_{Rd,ct} < V_{Sd} < V_{Rd,max} \quad (7.115)$$

на этих участках необходимо установить расчетное количество поперечной арматуры. Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, в первом приближении может быть определена из эпюры распределения



a_{w1} – поперечное армирование конструктивно;

a_{w2} – то же по расчету.

Рис. 7.24.

Разбиение балки на участки для расчета поперечного армирования [40]

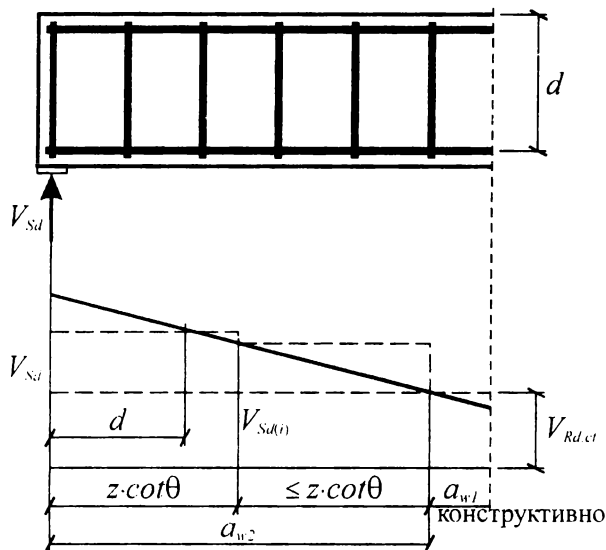


Рис. 7.25.

К назначению величины расчетной поперечной силы на выделенных отрезках длиной $z \cdot \cot \theta$ согласно [40]

поперечных сил. Так, для балки, на которую действует равномерно распределенная нагрузка $(g + p)$ (рис. 7.24, 7.25), длина этого отрезка может быть определена:

$$a_{w2} = \frac{V_{Sd} - V_{Rd.ct}}{g + p}. \quad (7.116)$$

Участок, в пределах которого поперечное армирование устанавливают по расчету, может быть разбит на более короткие отрезки длиной $z \cdot \cot \theta$ или, при $z = 0,9d$, равные $0,9d \cdot \cot \theta$. На каждом из этих отрезков к расчету принимают максимальное значение поперечной силы V_{Sd} . Исключением является сечение в приопорном участке длиной d от грани опоры (где d – рабочая высота сечения), на котором поперечную силу можно уменьшить по отношению к максимальному значению V_{Sd} , действующему на опоре (рис. 7.25). Это относится к балкам, в которых нагрузка передается непосредственно на опору.

В пределах длины расчетных участков поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Sd} = V_{Rd.sy}; \quad (7.117)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max}.$$

Из уравнений (7.117)

– для элементов, армированных поперечными стержнями:

$$A_{sw} = \frac{V_{Sd} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (7.118)$$

или, учитывая, что $z = 0,9d$ а $\frac{l}{\cot \theta} = \tan \theta$, получаем

$$A_{sw} = \frac{V_{Sd}}{f_{ywd}} \frac{s}{0,9d} \tan \theta. \quad (7.119)$$

При этом должны выполняться условия

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5v \cdot f_{cd}, \quad (7.120)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.121)$$

где v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{200} \geq 0,5 \text{ – для тяжелого бетона;}$$

$$v = 0,6 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{235} \geq 0,425 \text{ – для легких бетонов.}$$

– для элементов, имеющих отогнутую поперечную арматуру под углом $\alpha \geq 45^\circ$:

$$A_{sw} = \frac{V_{Sd}}{f_{ywd}} \frac{s}{0,9d} \frac{l}{(\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \quad (7.122)$$

При этом для отогнутой арматуры должны выполняться условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5v \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}, \quad (7.123)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d(\cot \theta + \tan \theta)}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (7.124)$$

Для нахождения оптимальных значений углов θ и α могут быть использованы таблицы 7.3, 7.4, составленные проф. А. Ланко [40]. В этих таблицах представлены значения безразмерного коэффициента k_t , с помощью которого требуемая площадь поперечного армирования может быть определена по формуле:

$$A_{sw} = k_t \frac{V_{Sd}}{f_{ywd}}. \quad (7.125)$$

Таблица 7.2.

Максимальный шаг поперечных стержней согласно [6, 40]

Поперечная сила	Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} [мм]
$V_{Sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,8d \leq 300$
$\frac{1}{5} V_{Rd,max} \leq V_{Sd} \leq \frac{2}{3} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,6d \leq 300$
$V_{Sd} > \frac{2}{3} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,3d \leq 200$

Таблица 7.3.

Значения коэффициента k_t для определения площади поперечного армирования ($\alpha = 90^\circ$) согласно [40]

Отношение $\frac{s}{0,9d}$	Коэффициент k_t				
	угол наклона сжатых бетонных подкосов θ				
	45°	40°	35°	30°	$26,6^\circ$
$0,8d/0,9d = 0,89$	0,890	0,750	0,623	0,514	0,445
0,85	0,850	0,713	0,595	0,491	0,426
0,80	0,800	0,670	0,560	0,462	0,402
0,75	0,750	0,629	0,525	0,433	0,376
0,70	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
$0,6d/0,9d = 0,67$	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
0,65	0,650	0,545	0,455	0,375	0,325
0,60	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
0,55	0,550	0,462	0,385	0,318	0,275
0,50	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
0,45	0,450	0,378	0,315	0,259	0,225
0,40	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
0,35	0,350	0,294	0,245	0,202	0,175
$0,3d/0,9d = 0,33$	0,333	0,280	0,231	0,192	0,167
0,30	0,300	0,252	0,210	0,173	0,151
0,25	0,250	0,210	0,175	0,144	0,125
0,20	0,200	0,168	0,140	0,115	0,100
0,15	0,150	0,126	0,105	0,087	0,075
0,10	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050

Таблица 7.4.

Значения коэффициента k_t для определения площади отогнутых стержней при $45^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ согласно [40]

Отношение s	Угол наклона армирования α	Коэффициент k_t				
		угол наклона сжатых бетонных подкосов θ				
$0,9d$	α	45°	40°	35°	30°	$26,6^\circ$
$0,8d/0,9d = 0,89$	90°	0,890	0,747	0,623	0,514	0,445
	75°	0,726 0,652	0,632 0,581	0,543 0,512	0,461 0,445	0,406 0,390
	60°	0,629	0,575	0,518	0,461	0,420
	45°					
0,80	90°	0,800	0,671	0,560	0,462	0,402
	75°	0,653	0,567	0,487	0,414	0,365
	60°	0,568	0,522	0,460	0,400	0,358
	45°	0,566	0,516	0,466	0,414	0,377
0,70	90°	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
	75°	0,571	0,496	0,427	0,363	0,320
	60°	0,512	0,457	0,402	0,350	0,314
	45°	0,495	0,452	0,407	0,363	0,330
$0,6d/0,9d = 0,67$	90°	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
	75°	0,547 0,488	0,475 0,437	0,408 0,385	0,347 0,335	0,306 0,300
	60°	0,472	0,432	0,390	0,347	0,316
	45°					
0,60	90°	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
	75°	0,490	0,425	0,365	0,311	0,274
	60°	0,439	0,392	0,345	0,300	0,269
	45°	0,424	0,387	0,349	0,311	0,283
0,50	90°	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
	75°	0,408	0,355	0,305	0,259	0,228
	60°	0,336	0,326	0,288	0,250	0,224
	45°	0,354	0,323	0,291	0,259	0,236
0,40	90°	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
	75°	0,326	0,280	0,244	0,207	0,183
	60°	0,292	0,261	0,230	0,200	0,179
	45°	0,283	0,258	0,233	0,207	0,189
$0,3d/0,9d = 0,33$	90°	0,333	0,277	0,231	0,192	0,167
	75°	0,272	0,234	0,201	0,171	0,151
	60°	0,242	0,215	0,190	0,165	0,149
	45°	0,233	0,213	0,192	0,171	0,156
0,30	90°	0,300	0,252	0,210	0,173	0,167
	75°	0,245	0,213	0,183	0,155	0,154
	60°	0,220	0,196	0,173	0,150	0,149
	45°	0,212	0,194	0,175	0,155	0,156
0,20	90°	0,200	0,168	0,138	0,115	0,100
	75°	0,163	0,142	0,122	0,104	0,091
	60°	0,146	0,130	0,115	0,100	0,090
	45°	0,142	0,129	0,116	0,104	0,094
0,10	90°	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050
	75°	0,082	0,071	0,061	0,052	0,046
	60°	0,073	0,065	0,058	0,050	0,045
	45°	0,071	0,064	0,058	0,052	0,047

Значение коэффициента k_t из таблиц 7.3, 7.4 должно соответствовать такому значению угла θ , при котором выполняются условие $V_{Sd} \leq V_{Rd,max}$.

Расчет в соответствии с представленной процедурой требует независимо от варианта армирования (хомуты или отогнутые стержни), на участках, где поперечное армирование требуется по расчету назначить диаметр поперечных стержней \varnothing_{sw} и наибольший допустимый шаг $s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.2). Для этого необходимо воспользоваться конструктивными требованиями. Площадь назначенного поперечного армирования ($A_{sw} = n \cdot a_{sw}$, где a_{sw} – площадь одного стержня; n – число поперечных стержней в сечении) не должна быть меньше минимального значения $A_{sw,min}$ (см. табл. 7.5).

Из таблиц 7.3, 7.4 можно подобрать такое значение коэффициента k_t , для которого будет получен максимальный шаг в зависимости от угла θ (из табл. 7.3) или углов θ и α (из табл. 7.4):

$$k_t \rightarrow \frac{s}{0,9} \rightarrow s.$$

Шаг поперечных стержней следует назначать таким образом, чтобы определенный из таблиц 7.3, 7.4 угол θ гарантировал выполнение условия $V_{Sd} \leq V_{Rd,max}$. При принятом армировании необходимо проверять условие допустимой ширины раскрытия наклонных трещин в эксплуатационной стадии.

Таблица 7.5.

Минимальные коэффициенты поперечного армирования $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}$

Класс бетона	Минимальный коэффициент поперечного армирования ρ_{sw}	
	класс арматуры	
	S240	S500
C ¹² / ₁₅ ÷ C ²⁰ / ₂₅	0,0014	0,0008
C ²⁵ / ₃₀ ÷ C ³⁵ / ₄₅	0,0020	0,0011
C ⁴⁰ / ₅₀ ÷ C ⁵⁵ / ₆₇	0,0026	0,0014

В приопорной зоне, армированной поперечными и отогнутыми стержнями, не менее 50 % расчетной поперечной силы V_{Sd} должно восприниматься поперечными стержнями (хомутами). Отогнутые стержни следует размещать, обеспечивая минимальные расстояния между их концами, как показано на рис. 7.26, выполняя условия:

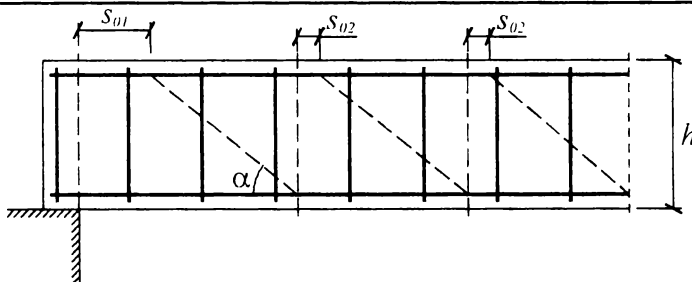


Рис. 7.26.

Допустимые расстояния между концами отогнутых стержней согласно [6, 40]

$$s_{01} \leq 0,2h \text{ и } s_{01} \leq 50 \text{ мм};$$

$$s_{02} \leq 0,2h.$$

7.6.3. Срез железобетонных элементов с переменной высотой сечения

Расчет железобетонного элемента, имеющего переменную высоту сечения (рис. 7.27), производят из условий:

$$V_{Sd,eff} \leq V_{Rd,max} \quad (7.126)$$

и

$$V_{Sd,eff} \leq V_{Rd,sy} \quad (7.127)$$

где $V_{Sd,eff}$ – эффективная поперечная сила, определяемая по формуле:

$$V_{Sd,eff} = V_{Sd} - V_{ccd} - V_{td} \quad (7.128)$$

здесь V_{ccd} – составляющая равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, параллельная поперечной силе V_{Sd} (рис. 7.27);

V_{td} – составляющая равнодействующей усилий в растянутой зоне сечения, параллельная направлению поперечной силы V_{Sd} (рис. 7.27).

Составляющие равнодействующей усилий в сжатой и растянутой зонах сечения могут быть определены:

$$V_{ccd} = \frac{M_{Sd}}{z} \tan \varphi_c, \quad (7.129)$$

$$V_{td} = \left(\frac{M_{Sd}}{z} + N_{Sd} \right) \tan \varphi_s. \quad (7.130)$$

Дополнительные составляющие V_{ccd} и V_{td} суммируются с поперечной силой V_{Sd} , когда их направления совпадают.

7.6.4. Срез между стенкой и полкой в тавровых сечениях

В железобетонных элементах, имеющих тавровые сечения, совместное действие изгибающего момента и поперечной силы способно создать неблагоприятную ситуацию, при которой может произойти отслоение полки от стенки сечения. Траектории главных напряжений и линии перемещения полки показаны на рис. 7.28.

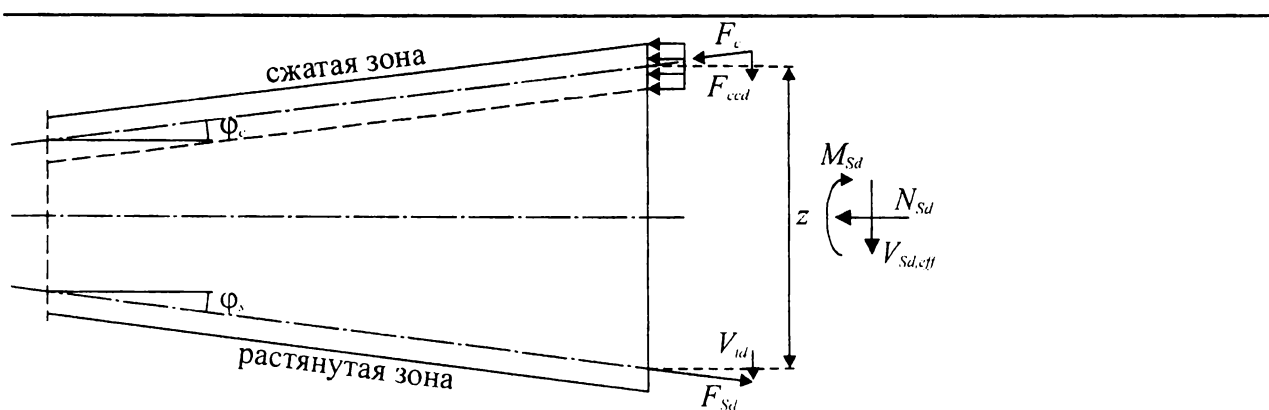


Рис. 7.27.

Схема сил, действующих в расчетном сечении элемента с переменной высотой [6, 40]

Как видно из рис. 7.28а, при действующей системе сил полка имеет тенденцию к отслоению от стенки, чему должно противостоять дополнительное армирование, располагаемое в полке перпендикулярно оси балки. Для расчета прочности по контакту полки и стенки в тавровом сечении применяют модель заменяющей фермы (рис. 7.28б), состоящей из сжатых бетонных подкосов, соединенных растянутыми арматурными стержнями. Требуется, чтобы в сжатых бетонных подкосах не была превышена предельная поперечная сила $V_{Rd,max}$, а в растянутых соответственно $V_{Rd,sy}$.

Количество поперечного армирования, устанавливаемого в полке на единицу длины (A_{sf}/s_f), согласно норм [1, 6] следует определять из условия:

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f} \right) \geq v_{Sd} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta_f \quad (7.131)$$

где v_{Sd} – среднее усилие среза, приходящееся на единицу длины рассчитываемого участка по одну сторону от стенки, определяемое по формуле:

$$v_{Sd} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x} \quad (7.132)$$

здесь ΔF_d – приращение результирующей нормальных напряжений, распределенных в пределах полки с одной стороны от стенки на длине рассматриваемого участка Δx (см. рис. 7.29).

Для предотвращения раздавливания сжатого подкоса, выделяемого наклонными трещинами в пределах полки, должно выполняться условие:

$$v_{Sd} < v \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot \sin \theta_r \cdot \cos \theta_r \quad (7.133)$$

При расчетах по формулам (7.131) и (7.133) допускается принимать следующие значения угла θ_r :

- для сжатой полки $\cot \theta_r = 2.0$ ($\theta_r = 26.5^\circ$);
- для растянутой полки $\cot \theta_r = 1.25$ ($\theta_r = 38.6^\circ$).

В расчетах необходимо учитывать армирование полки, установленное для восприятия изгибающего момента в поперечном направлении (из расчета полки на местный изгиб).

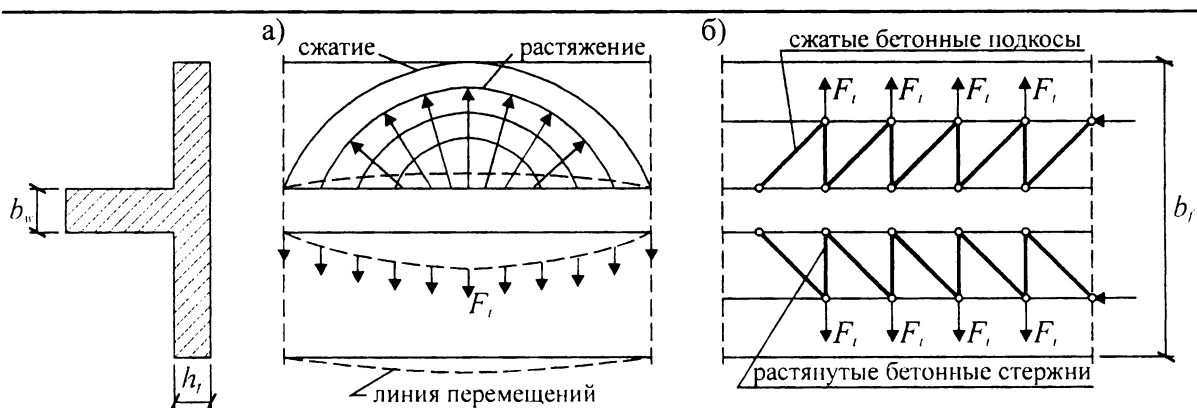


Рис. 7.28.

К расчету прочности на срез между полкой и стенкой таврового сечения

- а) траектории главных напряжений и линии перемещений;
 б) условная заменяющая ферма.

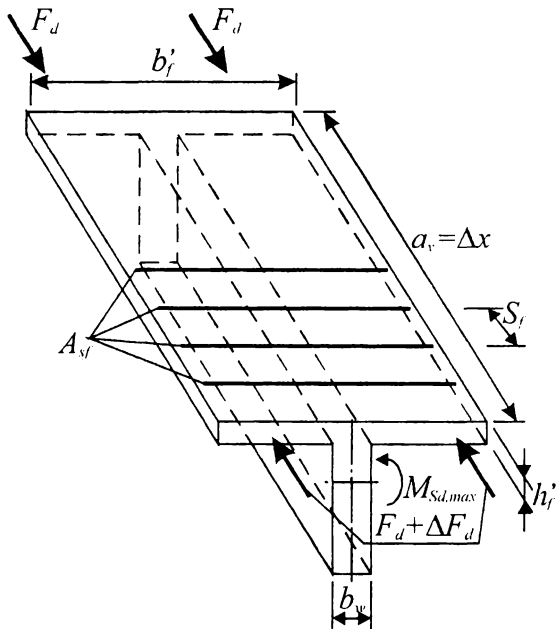


Рис. 7.29.
К расчету на срез между полкой и стенкой

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА К ГЛАВЕ 7

Пример 1.

Дано:

Свободно опертая железобетонная балка перекрытия пролетом $L=5,5$ м.

Размеры поперечного сечения $b = 0,2$ м, $h = 0,4$ м, $d = 0,37$ м. $A_s = 5,09$ см².

Бетон класса C¹²/₁₅ ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 8$ МПа). Поперечная арматура S240 ($f_{yk} = 240$ МПа).

Временная равномерно распределенная нагрузка $q=36$ кН/м, постоянная $g=14$ кН/м.

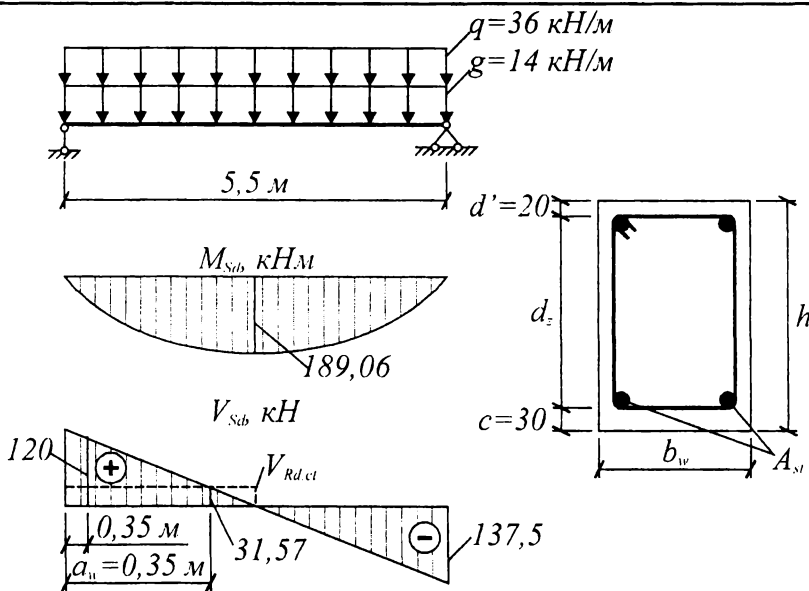


Рис. 7.30.

Требуется:

Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать упрощенный вариант общего метода расчета ЖБК при действии изгибающих моментов и поперечных сил).

Расчет:

Длину участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяем из эпюры распределения поперечных сил. Для этого определим поперечную силу, которую может воспринять элемент без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{где: } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,735;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{5,09 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,4} = 0,006 \leq 0,02;$$

$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 1,6 / 1,5 = 1,067$ МПа. – расчетное сопротивление бетона при растяжении.

$\sigma_{cp} = 0$ – напряжение в бетоне, вызванное наличием осевого усилия.

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,735 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 0,2 \cdot 0,37 \cdot 10^3 = 29,75 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot 1,067) \cdot 0,2 \cdot 0,37 \cdot 10^3 = 31,57 \text{ кН}.$$

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_{w2} = (V_{Sd,max} - V_{Rd,ct,min}) / (q + g) = (137,5 - 31,57) / (14 + 36) = 2,12 \text{ м}.$$

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 35$ см. от опоры.

Усилия в данном сечении составляют: поперечное усилие $V_{Sd} = 120$ кН., момент $M_{Sd} = 45,06$ кН·м.

Определяем продольные деформации в растянутой арматуре, предварительно задавшись углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$, по формуле:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{(M_{Sd} / d_z) + 0,5 \cdot N_{Sd} + 0,5 \cdot V_{Sd} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_s} = \\ &= \frac{(45,06 / 0,35) + 0,5 \cdot 0 + 0,5 \cdot 120 \cdot \cot 40^\circ}{2 \cdot 10^5 \cdot 5,09 \cdot 0,1} = 1,967 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Для того, чтобы выяснить верно, ли был задан угол θ необходимо воспользоваться таблицей 7.1. Предварительно определим касательные напряжения, действующие в рассматриваемом сечении:

$$v = \frac{V_{Sd}}{b_w \cdot d_z} = \frac{120}{0,2 \cdot 0,35 \cdot 1000} = 1,714 \text{ МПа.}$$

тогда отношение $\frac{v}{f_{cm}} = \frac{1,714}{20} = 0,086$

В соответствии со значением ε_x и $\frac{v}{f_{cm}}$ по таблице 7.1 определяем правильность принятия значения угла θ . В нашем случае угол наклона трещин к горизонтали был принят верно.

Определяем средние значения главных растягивающих деформаций ε_l :

$$\begin{aligned} \varepsilon_l &= \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v}{f_{cm}} \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \cdot (0,8 + 170 \cdot \varepsilon_l)} \right) \right] \cdot \cot^2 \theta = \\ &= 1,967 \cdot 10^{-3} + \\ &+ \left[1,967 \cdot 10^{-3} + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,714}{20} \cdot (\tan 40 + \cot 40) \cdot (0,8 + 170 \cdot 5,214 \cdot 10^{-3})} \right) \right] \cdot \\ &\cdot \cot^2 40 = 5,214 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

(значение ε_l определяется итерационным путем)

Несущая способность наклонного сечения определяется выражением:

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} = V_{Sd}$$

где: $V_{Rd,c}$ – составляющая поперечной силы воспринимаемая бетоном, кН;

$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы воспринимаемая поперечной арматурой, кН.

Определяем составляющую поперечной силы, воспринимаемой бетоном:

$$V_{Rd,c} = f_l \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot \theta, \text{ кН;}$$

где: f_l – главные растягивающие напряжения, МПа.

Главные растягивающие напряжения определяем по формуле:

$$f_l = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24 \cdot w}{d_g + 16}} \cdot \tan \theta, \text{ МПа;}$$

где d_g – максимальный размер заполнителя, $a = 20$ мм.;

w – ширина раскрытия наклонной трещины.

$$w_k = S_{m\theta} \cdot \varepsilon_l = 300 \cdot 5,214 \cdot 10^{-3} = 1,564 \text{ мм;}$$

где: $S_{m\theta} = 300$ мм. – расстояние между диагональными трещинами.

Тогда главные растягивающие напряжения:

$$f_l = \frac{0,18 \cdot \sqrt{20}}{0,3 + \frac{24 \cdot 1,564}{20 + 16}} \cdot \tan 40^\circ = 0,492 \text{ МПа.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, будет равна:

$$V_{Rd,c} = 0,492 \cdot 0,2 \cdot 0,35 \cdot \cot 40 \cdot 1000 = 41,05 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура, равна:

$$V_{Rd,sy} = V_{Sd} - V_{Rd,c} = 120 - 41,05 = 78,95 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \text{ кН;}$$

где: α – угол наклона поперечной арматуры к продольной оси элемента, $\alpha = 90^\circ$.

Количество поперечной арматуры рассчитываем, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$.

Предварительно задавшись шагом поперечной арматуры определяем ее площадь.

Принимаем шаг поперечной арматуры равным $s = 0,1$ м. Согласно табл. 7.5 минимальный коэффициент поперечного армирования для заданного класса бетона и класса арматуры $\rho_{sw} = 0,0014$. Тогда площадь поперечного сечения арматуры при шаге $s = 0,1$ м. должна быть не менее:

$$A_{sw,min} = (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sw} = (10 \cdot 20 \cdot \sin 90) \cdot 0,0014 = 0,28 \text{ см}^2.$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,sy} \cdot s}{f_{sw} \cdot d_z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} = \frac{78,947 \cdot 10}{218 \cdot 0,35 \cdot (\cot 40 + \cot 90) \cdot \sin 90} = 0,868 \text{ см}^2$$

Принимаем $2\emptyset 8$, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$, шаг 100 мм.

Составляющая поперечной силы, которую может воспринять арматура, равна:

$$V_{Rd,sy} = \frac{1,01 \cdot 218 \cdot 0,35 \cdot 0,1}{0,1} \cdot (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90 = 91,84 \text{ кН.}$$

Действительная несущая способность наклонного сечения составляет:

$$V_{Sd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} = 41,053 + 91,84 = 132,893 \text{ кН.}$$

V_{Sd} должно удовлетворять условию:

$$V_{Sd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z$$

$$132,89 < 0,25 \cdot 8 \cdot 0,2 \cdot 0,35 \cdot 10^3 = 140 \text{ кН.}$$

Аналогичным образом рассчитываются другие сечения по длине участка a_{w2} , на котором требуется постановка расчетной арматуры.

Пример 2.

Дано:

Свободно опертая железобетонная балка перекрытия пролетом $L=5,5$ м.

Размеры поперечного сечения $b = 0,2$ м, $h = 0,4$ м, $d = 0,37$ м. $A_s = 5,09$ см².

Бетон класса C¹²/₁₅ ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 8$ МПа). Поперечная арматура S240 ($f_{yk} = 240$ МПа).

Временная равномерно распределенная нагрузка $q=36$ кН/м, постоянная $g=14$ кН/м.

Требуется:

Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет:

Длину участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяем из эпюры распределения поперечных сил. Для этого определим поперечную силу, которую может воспринять бетон по формуле:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

но не менее $V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, кН.;

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,735$;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{5,09 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,4} = 0,006 \leq 0,02;$$

$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 1,6 / 1,5 = 1,067$ МПа – расчетное сопротивление бетона при растяжении.

$\sigma_{cp} = 0$ – напряжение в бетоне, вызванное наличием осевого усилия.

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,735 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 0,2 \cdot 0,37 \cdot 10^3 = 29,75 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot 1,067) \cdot 0,2 \cdot 0,37 \cdot 10^3 = 31,57 \text{ кН}.$$

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = (V_{sd,max} - V_{Rd,ct,min}) / (q + g) = (137,5 - 31,57) / (14 + 36) = 2,12 \text{ м}.$$

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 35$ см. от опоры.

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{sd} = 120$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Sd} = V_{Rd,sv}; \quad V_{Sd} \leq V_{Rd,max};$$

где: $V_{Rd,sv}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием.

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$.

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 0,1$ м.

$$A_{sw} = \frac{V_{Sd} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot \theta} = \frac{120 \cdot 0,1 \cdot 10}{0,35 \cdot 218 \cdot \cot 40^\circ} = 1,32 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}10$, $A_{sw} = 1,32 \text{ см}^2$, $s = 100$ мм.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta};$$

где: v - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5; \quad v = 0,7 - \frac{12}{200} = 0,64 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{1,32 \cdot 218}{0,2 \cdot 0,1 \cdot 10^4} = 1,711 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,64 \cdot 8 = 2,56 \text{ МПа};$$

$1,711 < 2,56$ – условие выполняется.

$$V_{Rd,max} = \frac{0,64 \cdot 8 \cdot 0,2 \cdot 0,35 \cdot 10^3}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 176,48 \text{ кН.}$$

$V_{Sd} = 120 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 176,48 \text{ кН}$. – условие выполняется.

Другие сечения рассчитываются аналогичным образом.

Пример 3.

Дано:

Железобетонная балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как на рис. 7.31.

Бетон класса $C^{16}/_{20}$ ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,7$ МПа). Поперечная арматура S240 ($f_{yk} = 240$ МПа).

Требуется:

Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать упрощенный вариант общего метода расчета ЖБК при действии изгибающих моментов и поперечных сил).

Расчет:

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 76$ см. от опоры.

Усилия в данном сечении составляют: поперечное усилие $V_{Sd} = 107,9$ кН., момент $M_{Sd} = 44,84$ кН·м.

Определяем продольные деформации в растянутой арматуре, предварительно задавшись углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 38^\circ$, по формуле:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{(M_{Sd} / d_z) + 0,5 \cdot N_{Sd} + 0,5 \cdot V_{Sd} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_s} = \\ &= \frac{(44,84 / 0,76) + 0,5 \cdot 0 + 0,5 \cdot 107,9 \cdot \cot 38^\circ}{2 \cdot 10^5 \cdot 5,09 \cdot 0,1} = 1,285 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

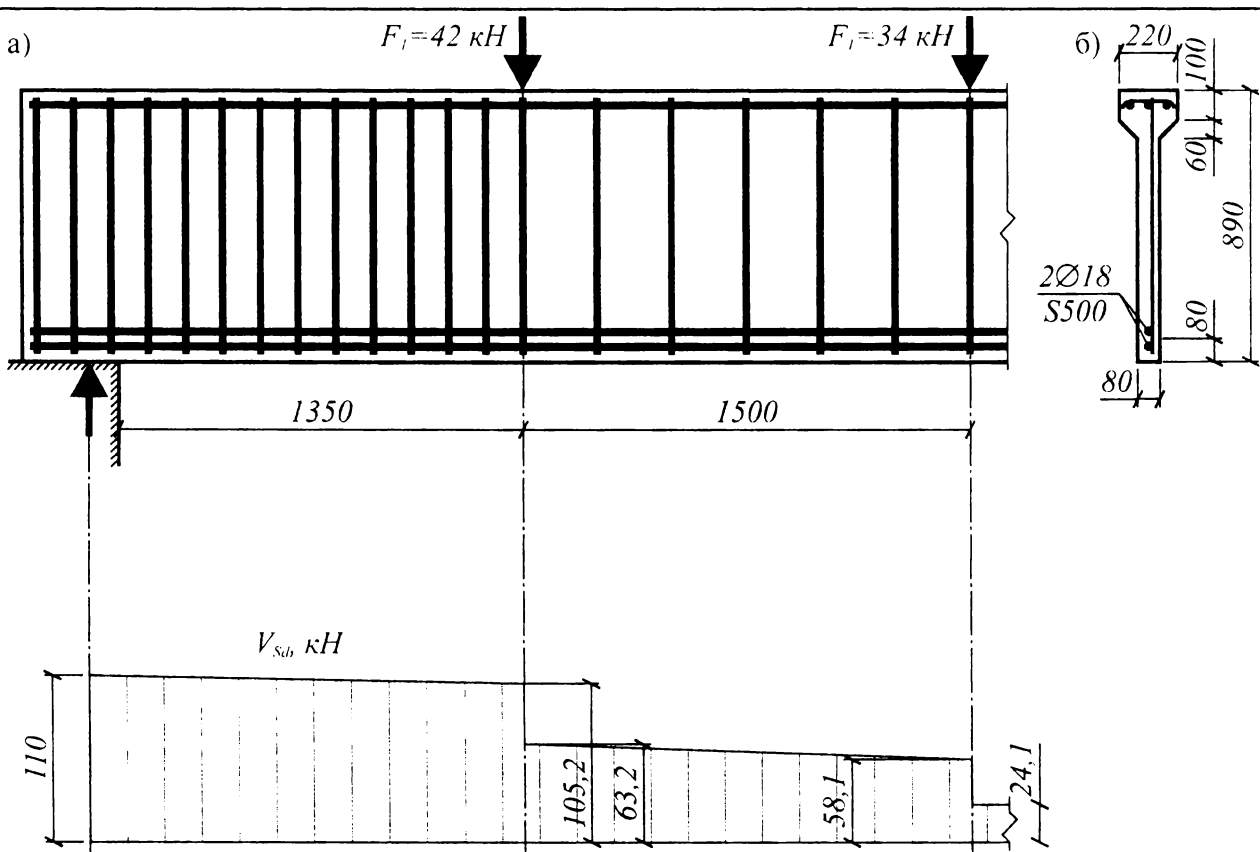


Рис. 7.31.

Для того чтобы выяснить верно, ли был задан угол θ , необходимо воспользоваться таблицей 7.1. Предварительно определим касательные напряжения, действующие в рассматриваемом сечении:

$$v = \frac{V_{Sd}}{b_w \cdot d_z} = \frac{107,9}{0,08 \cdot 0,76 \cdot 1000} = 1,775 \text{ МПа.}$$

$$\text{Тогда отношение } \frac{v}{f_{cm}} = \frac{1,775}{24} = 0,074$$

В соответствии со значением ε_x и $\frac{v}{f_{cm}}$ по таблице 7.1 определяем правильность принятия значения угла θ . В нашем случае угол наклона трещин к горизонтали был принят верно.

Определяем средние значения главных растягивающих деформаций ε_l :

$$\begin{aligned} \varepsilon_l &= \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v}{f_{cm}} \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \cdot (0,8 + 170 \cdot \varepsilon_l)} \right) \right] \cdot \cot^2 \theta = \\ &= 1,258 \cdot 10^{-3} + \\ &+ \left[1,258 \cdot 10^{-3} + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,775}{24} \cdot (\tan 38 + \cot 38) \cdot (0,8 + 170 \cdot 3,697 \cdot 10^{-3})} \right) \right] \cdot \\ &\cdot \cot^2 38 = 3,697 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

(значение ε_l определяется итерационным путем)

Несущая способность наклонного сечения определяется выражением:

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} = V_{Sd}$$

где: $V_{Rd,c}$ – составляющая поперечной силы воспринимаемая бетоном, кН;

$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы воспринимаемая поперечной арматурой, кН.

Определяем составляющую поперечной силы, воспринимаемой бетоном:

$$V_{Rd,c} = f_l \cdot b_w \cdot d_z \cdot \cot \theta, \text{ кН;}$$

где: f_l – главные растягивающие напряжения, МПа.

Главные растягивающие напряжения определяем по формуле:

$$f_l = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24 \cdot w}{a + 16}} \cdot \tan \theta, \text{ МПа;}$$

где a – максимальный размер заполнителя, $a = 20$ мм.;

w – ширина раскрытия наклонной трещины.

$$w_k = S_{m\theta} \cdot \varepsilon_l = 300 \cdot 3,697 \cdot 10^{-3} = 1,109 \text{ мм;}$$

где: $S_{m\theta} = 300$ мм. – расстояние между диагональными трещинами.

Тогда главные растягивающие напряжения:

$$f_l = \frac{0,18 \cdot \sqrt{24}}{0,3 + \frac{24 \cdot 1,109}{20 + 16}} \cdot \tan 38 = 0,663 \text{ МПа.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, будет равна:

$$V_{Rd,c} = 0,663 \cdot 0,08 \cdot 0,76 \cdot \cot 38 \cdot 1000 = 51,58 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура, равна:

$$V_{Rd,sy} = V_{sd} - V_{Rd,c} = 107,9 - 51,58 = 56,32 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \text{ кН;}$$

где: α - угол наклона поперечной арматуры к продольной оси элемента, $\alpha = 90^\circ$.

В принятом методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$.

Задав шаг поперечной арматуры по последней формуле, определяем ее площадь.

Принимаем шаг поперечной арматуры равным $s = 0,1$ м. Согласно табл. 7.5 минимальный коэффициент поперечного армирования для заданного класса бетона и класса арматуры $\rho_{sw} = 0,0014$. Тогда площадь поперечного сечения арматуры при шаге $s = 0,1$ м. должна быть не менее:

$$A_{sw} = (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sw} = (10 \cdot 8 \cdot \sin 90) \cdot 0,0014 = 0,11 \text{ см}^2.$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,sy}}{f_{sw} \cdot d_z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} = \frac{56,32 \cdot 10}{218 \cdot 0,76 \cdot (\cot 38 + \cot 90) \cdot \sin 90} = 0,266 \text{ см}^2$$

Принимаем $1\emptyset 6$, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, шаг 100 мм.

Составляющая поперечной силы, которую может воспринять арматура, равна:

$$V_{Rd,sy} = \frac{0,283 \cdot 218 \cdot 0,76 \cdot 0,1}{0,1} \cdot (\cot 38 + \cot 90) \cdot \sin 90 = 60,013 \text{ кН.}$$

Действительная несущая способность наклонного сечения составляет:

$$V_{sd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} = 51,58 + 60,013 = 111,593 \text{ кН.}$$

V_{sd} должно удовлетворять условию:

$$V_{sd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z$$

$$111,593 < 0,25 \cdot 10,7 \cdot 0,08 \cdot 0,76 \cdot 10^3 = 162,6 \text{ кН.}$$

Второе расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 76$ см. от сосредоточенной силы F_l .

Усилия в данном сечении составляют: поперечное усилие $V_{Sd} = 60,7$ кН., момент $M_{Sd} = 128,44$ кН·м.

Определяем продольные деформации в растянутой арматуре, предварительно задавшись углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 43^\circ$, по формуле:

$$\varepsilon_x = \frac{(128,44 / 0,76) + 0,5 \cdot 0 + 0,5 \cdot 60,7 \cdot \cot 43}{2 \cdot 10^5 \cdot 5,09 \cdot 0,1} = 1,98 \cdot 10^{-3}$$

Для того, чтобы выяснить верно, ли был задан угол θ необходимо воспользоваться таблицей 7.1. Предварительно определим касательные напряжения, действующие в рассматриваемом сечении:

$$v = \frac{60,7}{0,08 \cdot 0,76 \cdot 1000} = 0,998 \text{ МПа.}$$

$$\text{тогда отношение } \frac{v}{f_{cm}} = \frac{0,998}{24} = 0,042$$

В соответствии со значением ε_x и $\frac{v}{f_{cm}}$ по таблице 7.1 определяем правильность принятия значения угла θ . В нашем случае угол наклона трещин к горизонтали был принят верно.

Определяем средние значения главных растягивающих деформаций ε_1 :

$$\varepsilon_1 = 1,98 \cdot 10^{-3} + \left[1,98 \cdot 10^{-3} + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,998}{24} \cdot (\tan 43 + \cot 43) \cdot (0,8 + 170 \cdot 4,41 \cdot 10^{-3})} \right) \right] \cdot \cot^2 43 = 4,41 \cdot 10^{-3}$$

(значение ε_1 определяется итерационным путем)

Несущая способность наклонного сечения определяется выражением:

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} = V_{Sd}$$

где $V_{Rd,c}$ – составляющая поперечной силы воспринимаемая бетоном, кН;

$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы воспринимаемая поперечной арматурой, кН.

Определяем составляющую поперечной силы, воспринимаемой бетоном.

Ширина раскрытия наклонной трещины:

$$w_k = S_{m0} \cdot \varepsilon_1 = 300 \cdot 4,41 \cdot 10^{-3} = 1,323 \text{ мм;}$$

Тогда главные растягивающие напряжения:

$$f_1 = \frac{0,18 \cdot \sqrt{24}}{0,3 + \frac{24 \cdot 1,323}{20 + 16}} \cdot \tan 43^\circ = 0,696 \text{ МПа.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, будет равна:

$$V_{Rd,c} = 0,696 \cdot 0,08 \cdot 0,76 \cdot \cot 43 \cdot 1000 = 45,356 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура, равна:

$$V_{Rd,sy} = V_{Sd} - V_{Rd,c} = 60,7 - 45,356 = 15,344 \text{ кН.}$$

В принятом методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$.

Задав шаг поперечной арматуры, определяем ее площадь по известной формуле.

Принимаем шаг поперечной арматуры равным $s = 0,2$ м. Согласно табл. 7.5 минимальный коэффициент поперечного армирования для заданного класса бетона и класса арматуры $\rho_{sw} = 0,0014$. Тогда площадь поперечного сечения арматуры при шаге $s = 0,2$ м. должна быть не менее:

$$A_{sw} = (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sw} = (20 \cdot 8 \cdot \sin 90^\circ) \cdot 0,0014 = 0,224 \text{ см}^2.$$

$$A_{sw} = \frac{15,344 \cdot 10}{218 \cdot 0,76 \cdot (\cot 43 + \cot 90) \cdot \sin 90^\circ} = 0,173 \text{ см}^2$$

Принимаем $1 \text{ } \emptyset 6$, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, шаг 200 мм.

Составляющая поперечной силы, которую может воспринять арматура, равна:

$$V_{Rd,sy} = \frac{0,283 \cdot 218 \cdot 0,76 \cdot 0,1}{0,2} \cdot (\cot 43^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90 = 25,14 \text{ кН.}$$

Действительная несущая способность наклонного сечения составляет:

$$V_{Sd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} = 45,356 + 25,14 = 70,497 \text{ кН.}$$

V_{Sd} должно удовлетворять условию:

$$V_{Sd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z$$

$$70,497 < 0,25 \cdot 10,7 \cdot 0,08 \cdot 0,76 \cdot 10^3 = 162,6 \text{ кН.}$$

Пример 4.

Дано:

Железобетонная балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как на рис. 7.31.

Бетон класса $C^{16}/_{20}$ ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,7$ МПа). Поперечная арматура S240 ($f_{yk} = 240$ МПа).

Требуется:

Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет:

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 76$ см. от опоры.

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{sd} = 107,9$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 38^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{sd} = V_{Rd,sv}; V_{sd} \leq V_{Rd,max};$$

где: $V_{Rd,sv}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием.

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$.

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 0,1$ м.

$$A_{sw} = \frac{V_{sd} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot \theta} = \frac{107,9 \cdot 0,1 \cdot 10}{0,76 \cdot 218 \cdot \cot 38} = 0,509 \text{ см}^2.$$

Принимаем $1\text{Ø}10$, $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$, $s = 100$ мм.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta};$$

где: v - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5;$$

$$v = 0,7 - \frac{16}{200} = 0,62 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{0,785 \cdot 218}{0,08 \cdot 0,1 \cdot 10^4} = 2,139 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,62 \cdot 10,7 = 3,32 \text{ МПа};$$

$2,139 < 3,32$ – условие выполняется.

$$V_{Rd,max} = \frac{0,62 \cdot 10,7 \cdot 0,08 \cdot 0,76 \cdot 10^3}{\cot 38 + \tan 38} = 195,68 \text{ кН.}$$

$V_{sd} = 107,9 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 195,68 \text{ кН.}$ – условие выполняется.

Второе расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 76$ см. от сосредоточенной силы F_1 .

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{sd} = 60,7$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 0,2$ м.

$$A_{sw} = \frac{V_{sd} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot \theta} = \frac{60,7 \cdot 0,2 \cdot 10}{0,76 \cdot 218 \cdot \cot 38} = 0,615 \text{ см}^2.$$

Принимаем $1 \text{ } \varnothing 10$, $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$, $s = 200$ мм.

Производим проверку выполнения известных условий:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta};$$

где: v - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5;$$

$$v = 0,7 - \frac{16}{200} = 0,62 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{0,785 \cdot 218}{0,08 \cdot 0,2 \cdot 10^4} = 1,07 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,62 \cdot 10,7 = 3,32 \text{ МПа};$$

$1,07 < 3,32$ – условие выполняется.

$$V_{Rd,max} = \frac{0,62 \cdot 10,7 \cdot 0,08 \cdot 0,76 \cdot 10^3}{\cot 40 + \tan 40} = 198,61 \text{ кН.}$$

$V_{sd} = 60,7$ кН $<$ $V_{Rd,max} = 198,61$ кН. – условие выполняется.

Аналогичным образом рассчитываются другие сечения.

Пример 4.

Рассчитать поперечное армирование в двухпролетной железобетонной балке, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой по длине пролетов $p = g + q = 13,2$ кН/м. Схема балки и эпюры усилий показаны на рис. 7.32. Балка выполнена из бетона класса $C^{12}/15$. Поперечное сечение балки прямоугольное. Продольное армирование арматурой класса S500, поперечная арматура класса S240. Размеры сечения и распределение продольного армирования показаны на рис. 7.32.

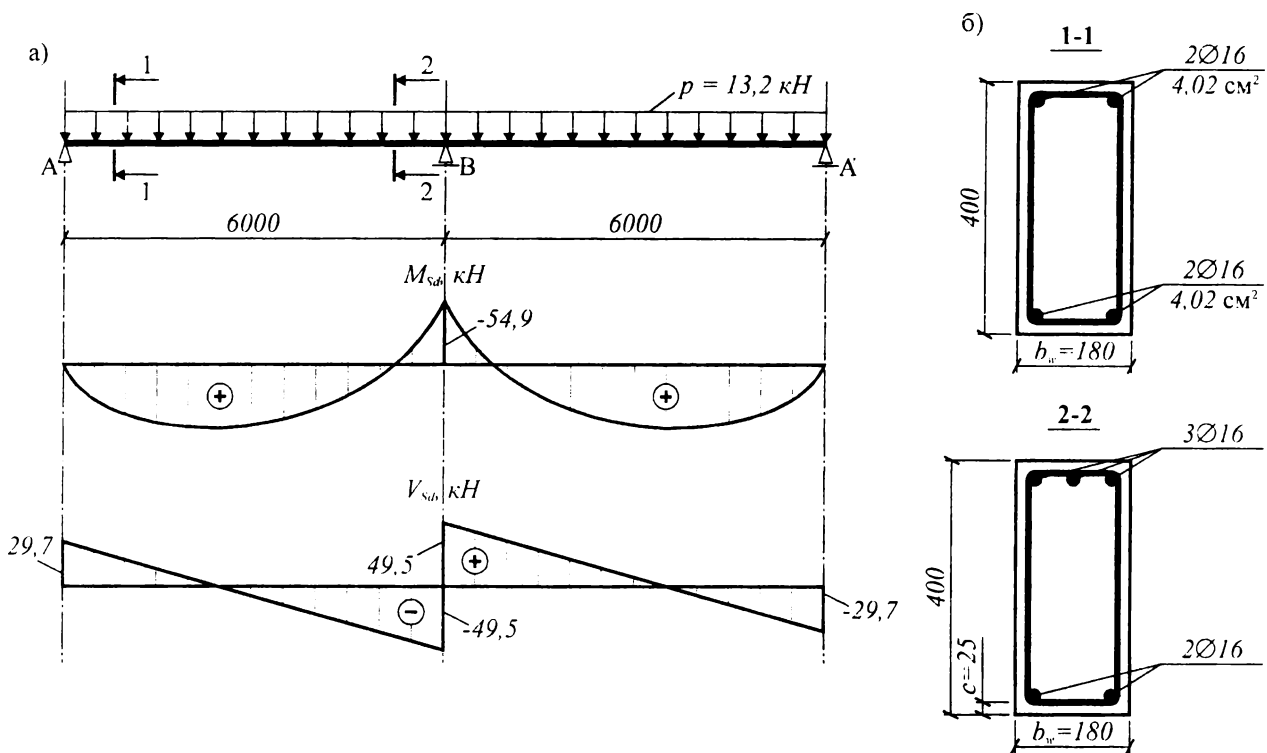


Рис. 7.32.

Схема нагружения балки, эпюры внутренних усилий (а) и геометрические размеры сечений (б)

Дано:

Сечение размерами $h = 400$ мм; $b = b_w = 180$ мм; $c = 25$ мм.

Расчетная поперечная сила на опоре $V_{Sd} = 29,7$ кН; $M_{Sd} = 0$.

Бетон класса $C^{12}/_{15}$ ($f_{ck} = 12,0$ МПа; $\gamma_c = 1,5$; $f_{cd} = 8$ МПа).

Продольное армирование S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = 450$ МПа).

Поперечное армирование S240 ($f_{yk} = 250$ МПа; $f_{yd} = 157$ МПа – в случае применения в сварных каркасах).

Требуется:

Определить площадь A_{sw} и шаг S поперечной арматуры.

Решение:

Расчет сечения 1–1 (у крайней опоры)

Расчет начинаем с определения длин участков приопорной зоны, требующих установки расчетного поперечного армирования. Для этой цели определяем минимальную поперечную силу $V_{Rd,ct}$, воспринимаемую железобетонным элементом без поперечного армирования по формуле:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, равен $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{375}} = 1,73 \leq 2$;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{8,04}{18 \cdot 37,5} = 0,012 < 0,02;$$

$\sigma_{cp} = 0$, т.е. продольные усилия отсутствуют.

Тогда:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 0,73 (100 \cdot 0,012 \cdot 12)^{1/3} \right] \cdot 180375 = 34,1 \text{ кН.}$$

В рассматриваемой приопорной зоне

$$V_{Rd,ct} = 34,1 \text{ кН} > V_{Sd} = 29,7 \text{ кН.}$$

Это означает, что нет необходимости в установке расчетного армирования. Поэтому поперечное армирование у опоры А устанавливают по конструктивным соображениям.

Принимаем $\rho_{sw,min} = 0,0013$, что соответствует $A_{sw} = 0,56 \text{ см}^2$ (двухветвенные хомуты из арматуры диаметром 6 мм S240).

Максимальный шаг поперечных стержней при принятом диаметре (при $\alpha = 90^\circ$)

$$S_{max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{sw,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,56}{0,0013 \cdot 18 \cdot 1,0} = 23,9 \text{ см.}$$

Сравниваем с максимальным шагом по табл. 7.5.

$$S_{max} = 0,8d = 0,8 \cdot 27,5 = 30 > 23,9 \text{ см.}$$

Принимаем в приопорной зоне поперечное армирование $\varnothing 6$ S240 с шагом $S = 200$ мм.

Расчет сечения 2–2 (у промежуточной опоры)

Поперечная сила в рассматриваемом сечении составляет $V_{Sd} = 49,5$ кН, изгибающий момент $M_{Sd} = 9,4$ кН·м. Учитывая то обстоятельство, что $V_{Sd} = 49,5$ кН $>$ $V_{Rd,ct} = 34,1$ кН, определяем длину участка, на котором следует устанавливать расчетную поперечную арматуру (считая от оси опоры):

$$a_{w2} = \frac{49,5 - 34,1}{13,2} = 1,17 \text{ м.}$$

В соответствии с требованиями, положенными в основу расчета по ферменной аналогии на этой длине участка приопорной зоны вся перерезывающая сила V_{Sd} должна восприниматься поперечной арматурой.

$$V_{Rd,sy} = V_{Sd} = 49,5 \text{ кН.}$$

В приопорной зоне у опоры А конструктивно было назначено поперечной армирование $\varnothing 6$ S240 ($A_{sw} = 0,56 \text{ см}^2$) с шагом 200 мм. Оптимальный шаг поперечных стержней может быть определен при принятой площади поперечного армирования, пользуясь табл. 7.5. Для этого определяем коэффициент

$$k_t = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{V_{Sd}} = \frac{0,000056 \cdot 157}{0,0495} = 0,115.$$

Оптимальное значение шага из табл. 7.3 определяем таким образом, чтобы получить максимальный шаг обеспеченной прочности наклонного сечения. При $\theta = 30^\circ$; $k_t = 0,115 \frac{S}{0,9d} = 0,2$, отсюда $S = 0,2 \cdot 0,9 \cdot d = 67,5$ мм. Полученный шаг $S = 67,5$

мм является достаточно малым, исходя из конструктивно-технологических особенностей изготовления каркасов. Поэтому необходимо увеличить площадь поперечной арматуры. Принимаем $2\varnothing 8$ S240 ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$)

$$k_t = \frac{1,01 \cdot 157(10^2)}{49,5(10^3)} = 0,320.$$

Тогда по табл. 7.3 $\theta = 26,6^\circ$, $S/0,9d = 0,658$

$$S = 0,9 \cdot 375 \cdot 0,658 = 222 \text{ мм.}$$

Проверяем условие:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{18 \cdot 0,9 \cdot 37,5 \cdot 0,57 \cdot 8(10^2)}{2,5} = 110,8 \text{ кН};$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{12}{250} \right] = 0,57;$$

$$V_{Rd,max} = 110,8 \text{ кН} > V_{Sd} = 49,5 \text{ кН},$$

прочность по сжатой полосе обеспечена.

Проверяем условие:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot S} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}.$$

Получаем

$$\frac{1,01 \cdot 157}{18 \cdot 222} \leq 0,5 \cdot 0,57 \cdot 18; 0,0396 < 5,13 \text{ МПа.}$$

Условие обеспечено.

По табл. 7.2 при $\frac{V_{Sd}}{V_{Rd,max}} = \frac{49,5}{110,8} = 0,447$ получаем

$$\frac{l}{5} < \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,max}} < \frac{2}{3}, S_{max} = 0,6d = 225 \leq 300 \text{ мм.}$$

Принимаем $S = 200$ мм. Принятый шаг можно считать достаточным для обеспечения прочности наклонного сечения на приопорном участке у опоры В длиной $a'_{w2} = 1200$ мм. Окончательно принято $\varnothing 8$ S240 с шагом 200 мм на длине участка $a'_{w2} = 1350$ мм (от оси опоры). На этом участке (см. рис. 7.33)

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} z \cdot \cot \theta = \frac{1,01 \cdot 157 (10^2)}{20,0} 0,9 \cdot 37,5 \cdot 2,0 = 53,52 \text{ кН.}$$

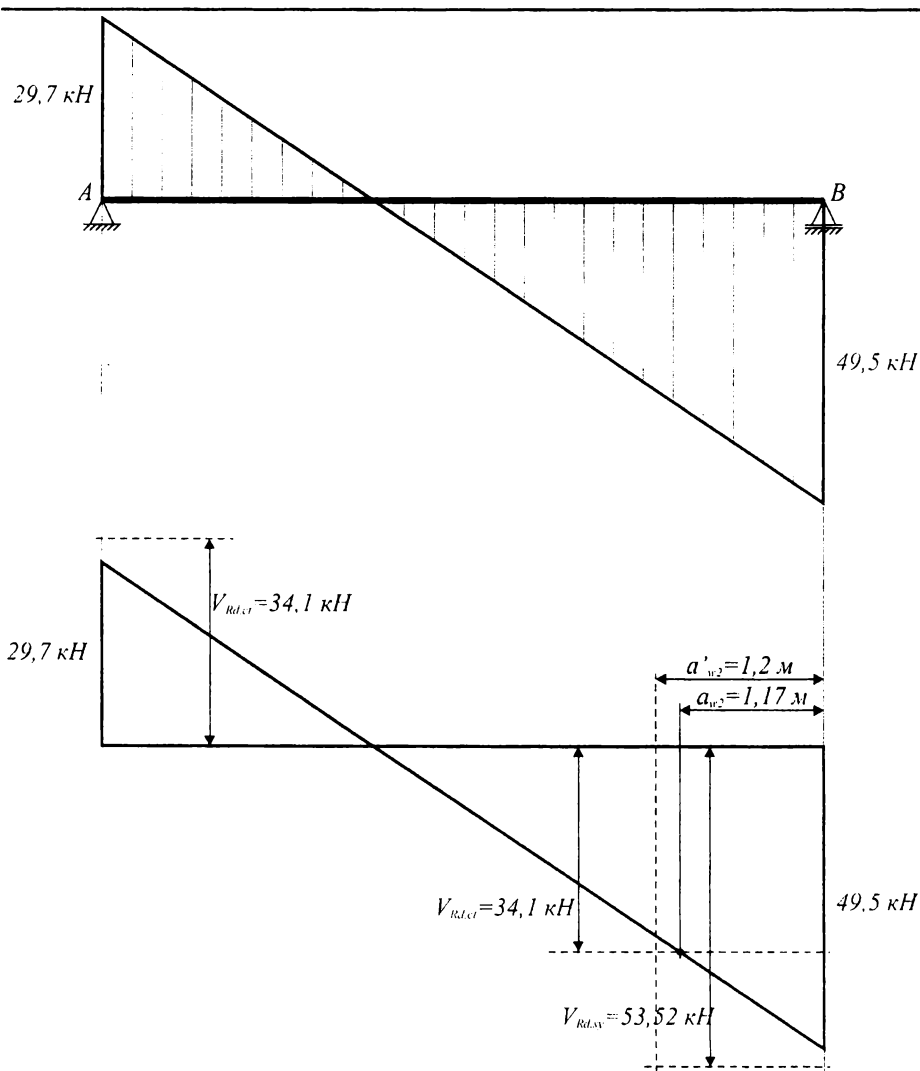
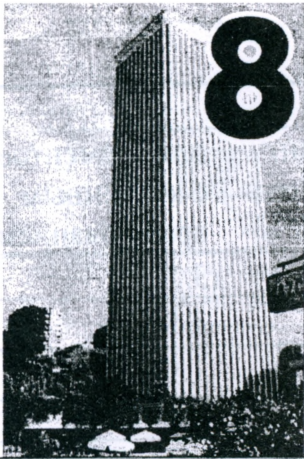


Рис. 7.33.

К расчету наклонных сечений по примеру 4.



РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ МЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ

8.1. Расчет прочности железобетонных элементов на смятие (местное сжатие)

Экспериментально-теоретические основы сопротивления бетонных и железобетонных элементов действию нагрузок подробно рассмотрены в монографии [34]. При расчете по прочности бетонных и железобетонных элементов, подвергнутых действию местных сжимающих нагрузок, в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетное сопротивление бетона смятию f_{cud} , которое зависит от расчетного сопротивления бетона сжатию и отношения площади смятия (площади, на которую приложена местная нагрузка), к площади распределения этой нагрузки.

Расчетное сопротивление бетона смятию следует определять по формуле:

$$f_{cud} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd}, \quad (8.1)$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

α – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, принимаемый согласно указаниям главы 4;

ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле:

$$\omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{cd}}{f_{cd}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,max} \quad (8.2)$$

здесь k_u – коэффициент эффективности бокового обжатия при смятии, принимаемый

для тяжелого бетона по формуле $k_u = 0,55 \frac{f_{cd}}{f_{cd}} \geq 14,0$;

для для мелкозернистого $k_u = 12,5$;

k_f – принимается по таблице 8.1;

$\omega_{u,max}$ – предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии, принимаемое по таблице 8.1;

A_{c0} – площадь смятия (рис. 8.1);

A_{c1} – площадь распределения (рис. 8.1), симметричная относительно центра площади смятия.

Таблица 8.1.Значения коэффициентов α_f и $\omega_{u,max}$

Схема приложения местной нагрузки, согласно рис. 8.1	α_f	$\omega_{u,max}$	
		для бетонных элементов	для элементов с косвенным армированием
Случай а), б)	1,0	2,5	3,5
Случай с)	c/b	2,5	3,5
Случай д)	c/d	2,5	3,5
Случай е), ф), и), j)	0,0	2,5	3,5
Случай г)	$\frac{\min(c/b; e/a)}{\max(c/b; e/a)}$	2,5	3,5
Случай h)	$\frac{\min(c; e)}{\max(c; e)}$	2,5	3,5
Случай к), л), м), n)	0,0	1,0	1,0

При действии на плоскость элемента более одной местной нагрузки следует определять для каждой из них площади распределения отдельно согласно рис. 7.18. Если в этом случае площади распределения накладываются, следует вводимые в расчет площади распределения ограничить так, чтобы они взаимно не накладывались.

Если на элемент, подвергнутый действию местной сжимающей нагрузки, действуют другие нагрузки, вызывающие появление в бетоне растягивающих напряжений, следует армировать элемент поперечными сетками.

8.1.1. Расчет бетонных элементов по прочности на смятие

Прочность бетонного элемента, подвергнутого действию местной сжимающей нагрузки, следует проверять из условия

$$N_{sd} \leq \alpha_u f_{cud} A_{c0} \quad (8.3)$$

где N_{sd} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию, определенное по ф. (8.1) при расчетных сопротивлениях бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} , определенных при коэффициенте безопасности по бетону $\gamma_c = 1.8$;

α_u – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия, равный

$$\alpha_u = \frac{1}{4} \left(3 + \frac{\sigma_{u,min}}{\sigma_{u,max}} \right) \geq \frac{3}{4} \quad (8.4)$$

здесь $\sigma_{u,min}$ $\sigma_{u,max}$ – соответственно минимальные и максимальные напряжения сжатия.

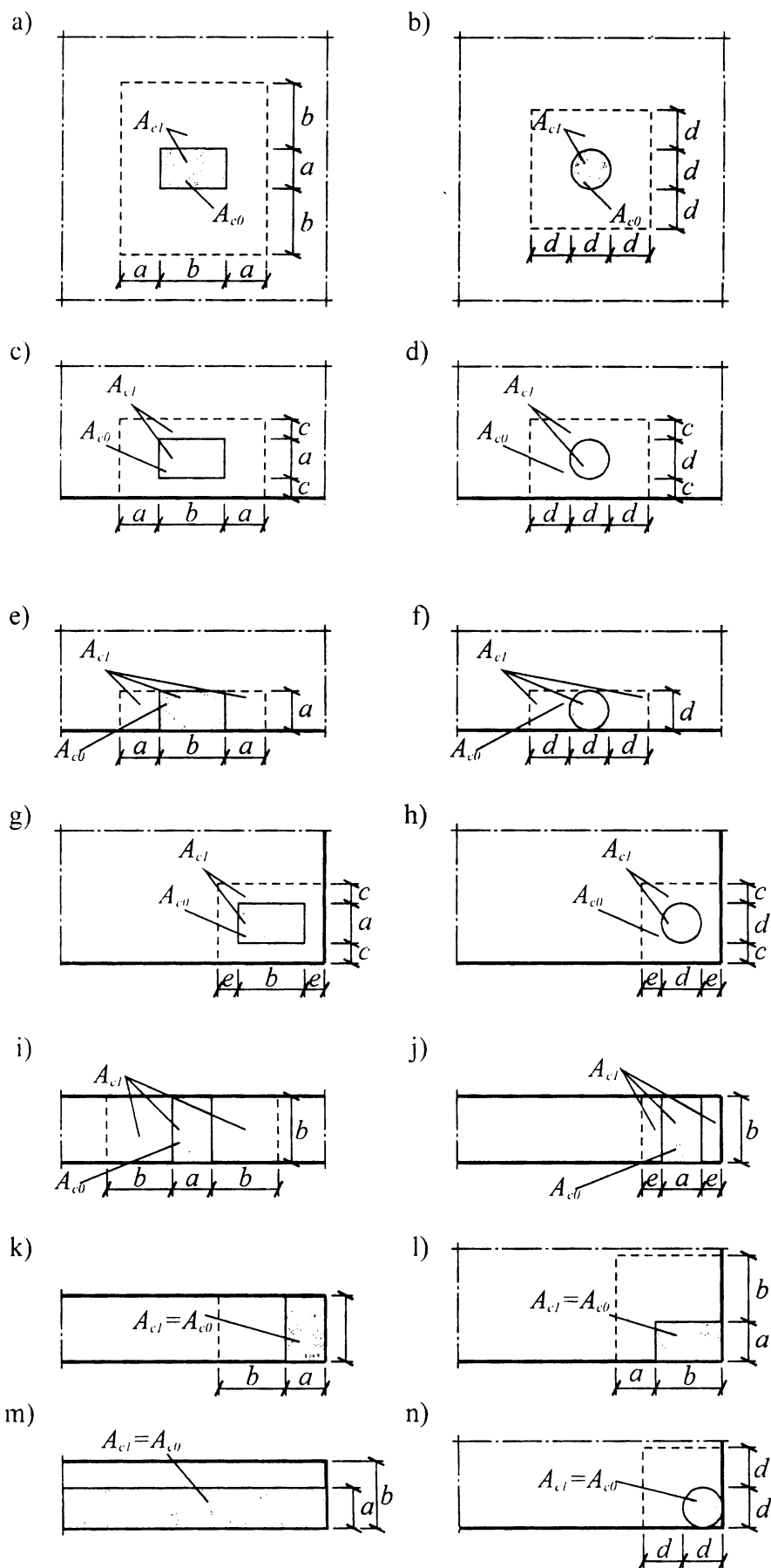


Рис. 8.1.

Схемы для назначения площади распределения A_{cl} (на схемах g), h), j) $c \leq b(d)$, $e \leq a(d)$)

8.1.2. Расчет прочности на смятие элементов с косвенным армированием

При косвенном армировании элементов из тяжелого бетона сварными поперечными сетками прочность сечения, подвергнутого действию местной нагрузки, следует проверять по формуле

$$N_{Sd} \leq f_{cud,eff} \cdot A_{c0}, \quad (8.5)$$

где N_{Sd} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на поверхность смятия A_{c0} ;

$f_{cud,eff}$ – приведенное расчетное сопротивление бетона при местном сжатии, определяемое по формуле

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \Phi_0 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \Phi_s, \quad (8.6)$$

здесь f_{cud} – расчетное сопротивление армированного элемента местному смятию, определяемое по ф. (8.1);

ρ_{xy} – коэффициент армирования, определяемый по формуле:

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n},$$

n_x, A_{sx}, l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в крайних осях стержней) в одном направлении;

n_y, A_{sy}, l_y – то же в другом направлении;

A_{eff} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток;

s_n – расстояние между сетками;

Φ_0 – коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\Phi_0 = \frac{1}{0,23 + \Psi};$$

$$\Psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10};$$

Φ_s – коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия при схемах а), б), в), г), д), е), ф), г), з), и), ж) приложения местной нагрузки (рис. 8.1) и определяемый по формуле

$$\Phi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{c0}}{A_{ef}}, \quad (8.7)$$

A_{ef} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения A_{c1} .

Если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования при определении площади смятия A_{c0} и площади распределения A_{c1} учитывается только площадь бетона внутри контура сеток.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны различаться более чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и 1/4 меньшей стороны сечения.

8.2. Продавливание (местный срез)

8.2.1. Общие положения и определения

Продавливание (местный срез) железобетонных конструкций является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам, называемых согласно нормативным документам [1, 6] площадью приложения местной нагрузки.

Согласно требованиям нормативных документов [1, 6] предельное состояние конструкции при местном срезе характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которой очерчено контуром грузовой площадки, определяющей площадь приложения местной нагрузки, а образующие которой наклонены под углом к горизонтали. При этом прочность на продавливание в общем случае зависит от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона срезу:

$$V_{Sd} \leq V_{cd,sh} = f_{c,sh} \cdot u \cdot d, \quad (8.8)$$

где V_{Sd} – продавливающая сила;

$V_{cd,sh}$ – усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании;

$f_{c,sh}$ – расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании;

u – периметр условного критического сечения;

d – рабочая высота плиты.

Прочность на продавливание согласно расчетной модели, показанной на рис. 8.2 определяется вдоль расчетного критического периметра. За пределами кри-

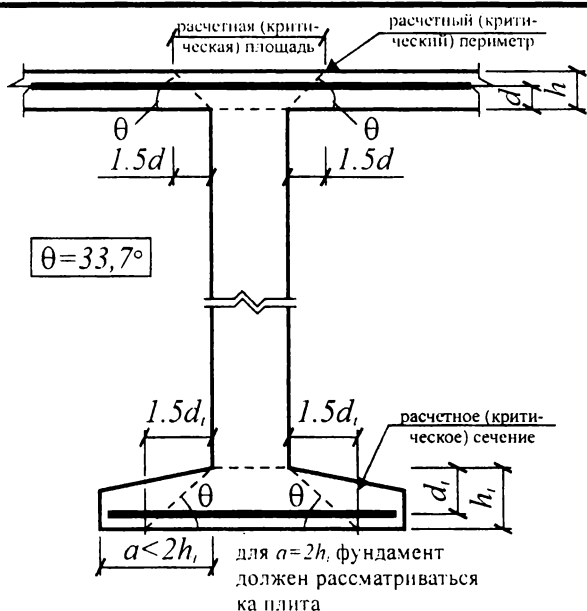


Рис. 8.2.

Иллюстрация расчетной модели для определения несущей способности при продавливании (местном срезе)

тического периметра расчет плиты на срез следует выполнять согласно общим положениям, представленным в главе 7.

Площадь приложения местной нагрузки

Методы расчета прочности на местный срез, включенные в нормативные документы [1, 6], применимы для следующих типов площадей приложения местной нагрузки (где d – рабочая высота сечения плиты):

- круговых, с диаметром не более $3.5d$;
- прямоугольных, с периметром не более $11d$ и отношением длины к ширине не более 2;
- других форм при ограничении размеров по аналогии со стандартными формами, описанными выше.

Если представленные требования не выполняются для отдельных частей площади приложения местной нагрузки, показанных на рис. 8.3, действуют положения расчета на срез, рассмотренные в главе 7.

Расчетный (критический) периметр

Критический периметр для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, следует определять как периметр, отстоящий на расстоянии $1.5d$ от их внешней грани (рис. 8.4).

Для площадей приложения местной нагрузки, расположенных в непосредственной близости к свободным краям и углам плит, отверстиям и если расстояние от критического периметра до свободного края или отверстия составляет менее $4d$, длину критического периметра следует определять согласно рис. 8.5.

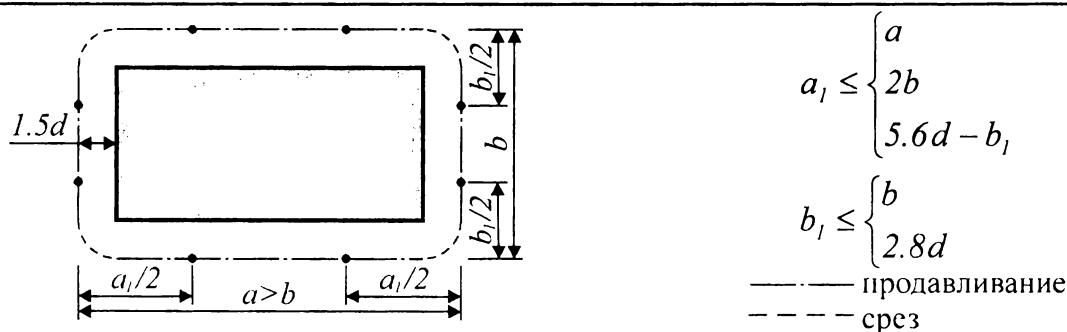


Рис. 8.3.

Применение условий расчета на продавливание и срез в нестандартных ситуациях

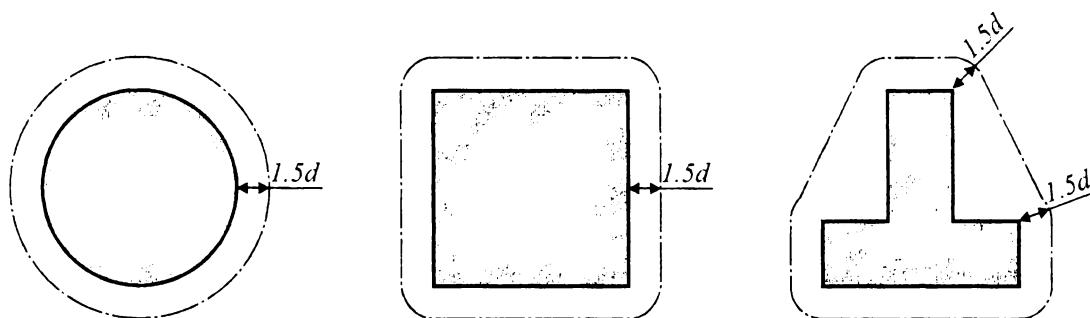


Рис. 8.4.

Критический периметр для площадей приложения местной нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

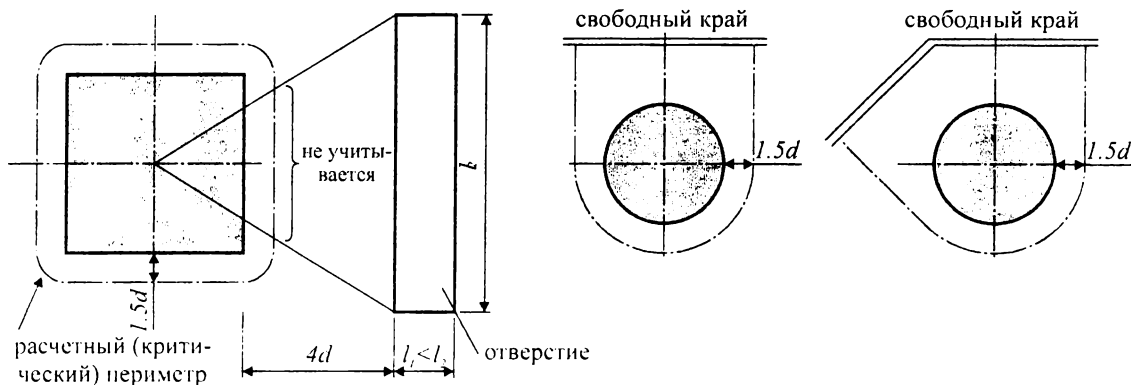


Рис. 8.5.

Критический периметр для площадей приложения местной нагрузки, расположенных в непосредственной близости от отверстий (а), свободных краев (б) и углов (в) плит

Расчетная (критическая) площадь – это площадь, заключенная внутри расчетного (критического) периметра.

Расчетное (критическое) сечение

Критическим является сечение, продолжающее критический периметр в пределах рабочей высоты плиты (d). Для плит, имеющих постоянную высоту, критическое сечение перпендикулярно к срединной плоскости плиты, а для плит с переменной толщиной – рассматривается как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.

8.2.2. Положение критического сечения для плит переменной толщины (капители колонн)

Для плит, опирающихся на круглые капители колонн, для которых $l_n < 1,5h_n$ или угол наклона капители больше, чем θ , расчет на продавливание выполняется для критического сечения, показанного на рис. 8.6. Положение этого сечения от центра колонны d_{crit} , может быть определено из выражения

$$d_{crit} = 1,5 \cdot d + l_n + 0,5 \cdot l_c \tag{8.9}$$

где l_n – расстояние от поверхности колонны до края капители;
 l_c – диаметр круглой колонны.

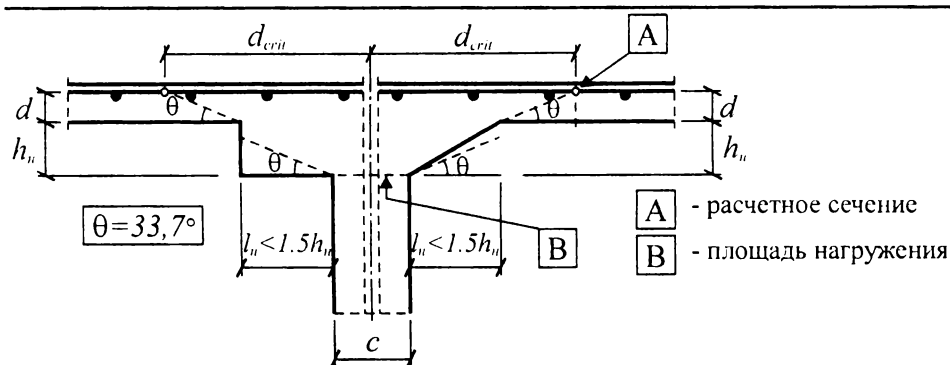


Рис. 8.6.

Расчетная модель на продавливание при $l_n < 1,5 h_n$

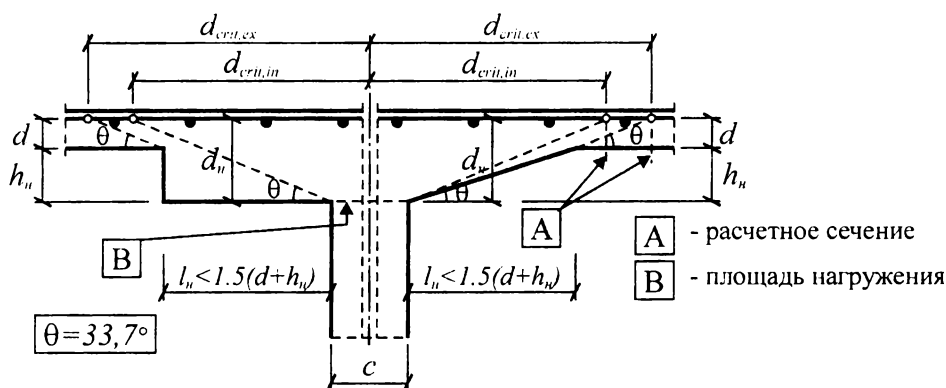


Рис. 8.7.

Расчетная модель на продавливание при $l_n < 1.5(d + h_n)$

Для прямоугольных колонн с прямоугольной капителью с размерами l_1 и l_2 ($l_1 = l_{c1} + 2l_{n2}$, $l_1 \leq l_2$) значение d_{crit} вводится в расчет, принимая его меньшим из двух значений:

$$1.5d + 0.56\sqrt{l_1 l_2} \quad (8.10)$$

$$1.5d + 0.69l_1 \quad (8.11)$$

В случае, когда $l_n > 1.5(d + h_n)$ либо угол наклона капители меньше, чем θ (рис. 8.7), расстояние от центра колонны до критического сечения следует определять:

$$d_{crit,ex} = l_n + 1.5d + 0.5l_c \quad (8.12)$$

$$d_{crit,in} = 1.5(d + h_n) + 0.5l_c \quad (8.13)$$

Для капителей с $1.5h_n < l_n < 1.5(h_n + d)$, расстояние от центра колонны до критического сечения определяется по формуле

$$d_{crit} = 1.5l_n + 0.5l_c \quad (8.14)$$

8.2.3. Расчетные условия при проверке прочности на продавливание (местный срез)

Проверку прочности на продавливание (местный срез) плит либо фундаментов следует выполнять из условия, что толщина элементов является достаточной с точки зрения восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой. В противном случае (при недостаточной прочности бетона) необходимо устройство капителей и установка дополнительного армирования.

При этом погонную поперечную силу, вызванную местной сосредоточенной нагрузкой, следует определять по формуле

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u}, \quad (8.15)$$

где: V_{Sd} – результирующая поперечная сила;

u – длина критического периметра;

$\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\bar{\beta} =$

1,0). Значение коэффициента $\bar{\beta}$ следует принимать для колонн в случае внецентренного приложения продавливающего усилия согласно рис. 8.8.

Несущую способность на продавливание (местный срез) плиты без поперечного армирования следует определять из условия:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,ct} \quad (8.16)$$

где $v_{Rd,ct} = (0,18/\gamma_c)k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}d$, но не менее $0,4f_{ctd} \cdot d$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (d \text{ в мм});$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,015;$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} – коэффициенты продольного армирования в x -направлении и y -направлении соответственно;

$$d = 0,5(d_x + d_y),$$

d_x, d_y – рабочие высоты плиты в x -направлении и y -направлении соответственно, определяемые в критическом сечении.

Площадь продольной арматуры в каждом из направлений необходимо устанавливать в количестве не менее 0,002 от площади критического сечения соответствующего направления.

Если условие (8.16) не выполняется, необходимо устанавливать расчетное из условия продавливания поперечное армирование.

Несущую способность на продавливание (местный срез) плиты с поперечным армированием следует определять из условий

$$v_{Sd} < v_{Rd,max} \quad (8.17)$$

$$v_{Sd} < v_{Rd,cy} \quad (8.18)$$

где $v_{Rd,max} = 1,4 v_{Rd1}$.

$$v_{Rd,cy} = v_{Rdct} + \frac{\sum A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha}{u} \quad (8.19)$$

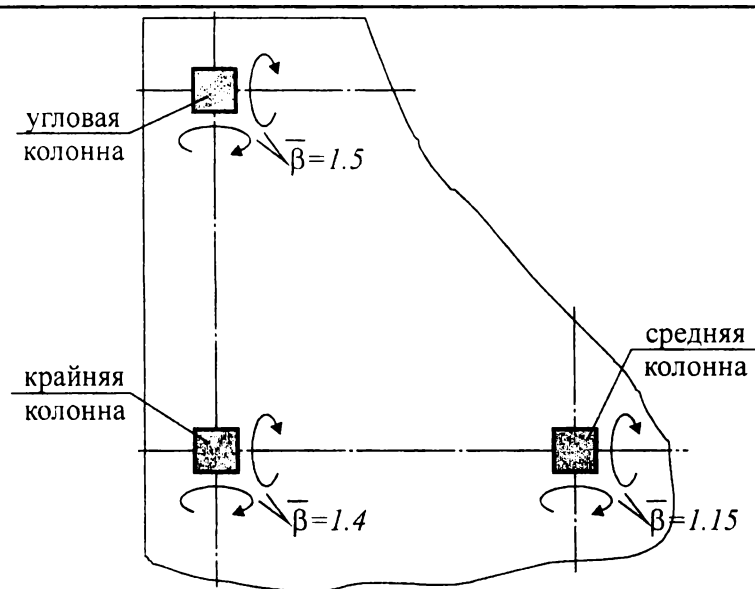


Рис. 8.8.

Значения коэффициентов α

В формуле (8.19):

$\Sigma A_{sw} f_{yd} \sin \alpha$ – сумма результирующих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы,

α – угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты.

Рассчитанное из условия местного среза по формуле (8.19) поперечное армирование следует размещать в пределах критической площади. При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах критической площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}} \quad (8.20)$$

где A_{crit} A_{load} – соответственно площадь поверхности внутри критического периметра (критическая площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.

Полученные значения $\rho_{w,min}$ должны быть не менее значений, назначаемым по конструктивным соображениям.

Кроме проверки несущей способности армированных элементов на продавливание, необходимым является контроль минимальных изгибающих моментов, действующих на единице ширины плиты m_{Sdx} и m_{Sdy} в направлении x и y соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, то эти моменты следует определять из условия

$$m_{Sdx} (m_{Sdy}) \geq \eta \cdot v_{Sd} \cdot l \quad (8.21)$$

где v_{Sd} – расчетная поперечная сила, приходящаяся на единицу длины;

η – коэффициент, определяющий значения моментов согласно табл. 8.2 в соответствии с обозначениями, приведенными на рис. 8.9.

Таблица 8.2.

Значения коэффициента η в зависимости от положения колонн

Положение колонны	η для m_{Sdx}		ширина плиты, включаемой в работу	η для m_{Sdy}		ширина плиты, включаемой в работу
	верх плиты	низ плиты		верх плиты	низ плиты	
Внутренние	-0,125	0	$0.3 l_y$	0,125	0	$0.3 l_x$
Крайние, грань, параллельная оси x	-0,125	0	$0.15 l_y$	-0,125	0,125	на 1 м.п. ширины плиты
Крайние, то же по оси y	-0,125	+0,125	на 1 м.п. ширины плиты	-0,25	0	$0.15 l_x$
Угловые	-0,5	0,5	на 1 м.п. ширины плиты	0,5	-0,5	на 1 м.п. ширины плиты

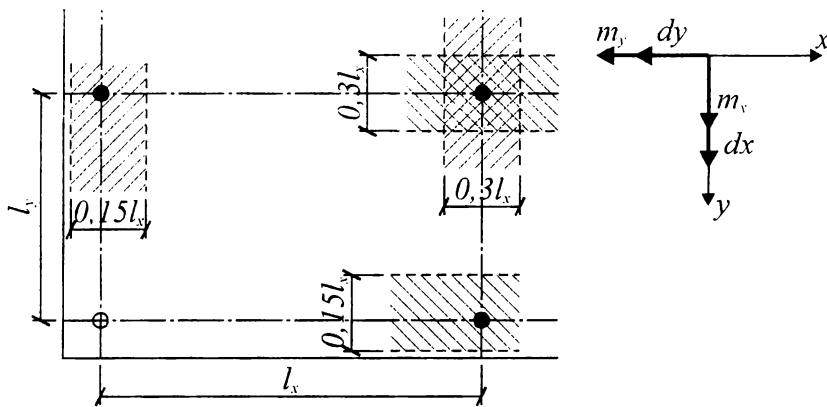


Рис. 8.9.

Схема к определению ширины плиты, включаемой в работу в зависимости от положения колонн

В обозначенных на рис. 8.9 областях плиты необходимо проверить условия (8.16), принимая в расчетах площадь продольного армирования, определенную расчетом на изгиб, и установленную по ширине эффективных зон работы плиты в направлениях x и y .

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА К ЛАВЕ 8

Пример 1.

Дано:

Стальная стойка, опираемая на железобетонный фундамент и центрально нагруженная силой $N = 1400$ кН (рис. 8.10); фундамент из тяжелого бетона класса $C^{12}/_{15}$ ($f_{cd} = 6,7$ МПа и $f_{ctd} = 0,43$ МПа при $\gamma_c = 1,8$).

Требуется:

Проверить прочность бетона под стойкой на местное сжатие (смятие).

Решение.

Расчетную площадь A_{cl} определяем в соответствии с рис. 8.10.

Согласно рис. 8.10, имеем

$$c = 200 \text{ мм}; a_l = 200 \times 2 + 200 = 600 \text{ мм}; b_l = 200 \times 2 + 300 = 700 \text{ мм};$$

$$A_{cl} = 700 \times 600 = 420000 \text{ мм}^2.$$

Площадь смятия равна $A_{c0} = 300 \times 200 = 60000 \text{ мм}^2$.

Определяем коэффициент ω_u , учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии, предварительно определив величины коэффициентов α_f и α_c

$$\alpha_f = \frac{\min(c/b; e/a)}{\max(c/b; e/a)} = \frac{\min(200/300; 200/200)}{\max(200/300; 200/200)} = \frac{0,667}{1,0} = 0,667$$

$$\alpha_c = 14(0,8 + 0,2\alpha_f) \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} = 14(0,8 + 0,2 \cdot 0,667) \frac{0,43}{6,7} =$$

$$= 0,839 \geq 0,55(0,8 + 0,2 \cdot 0,667) = 0,513$$

$$\omega_u = 1 + \alpha_c \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} - 1 \right) = 1 + 0,839 \left(\sqrt{\frac{420000}{60000}} - 1 \right) = 2,380 \leq \omega_{u1,max} = 2,5$$

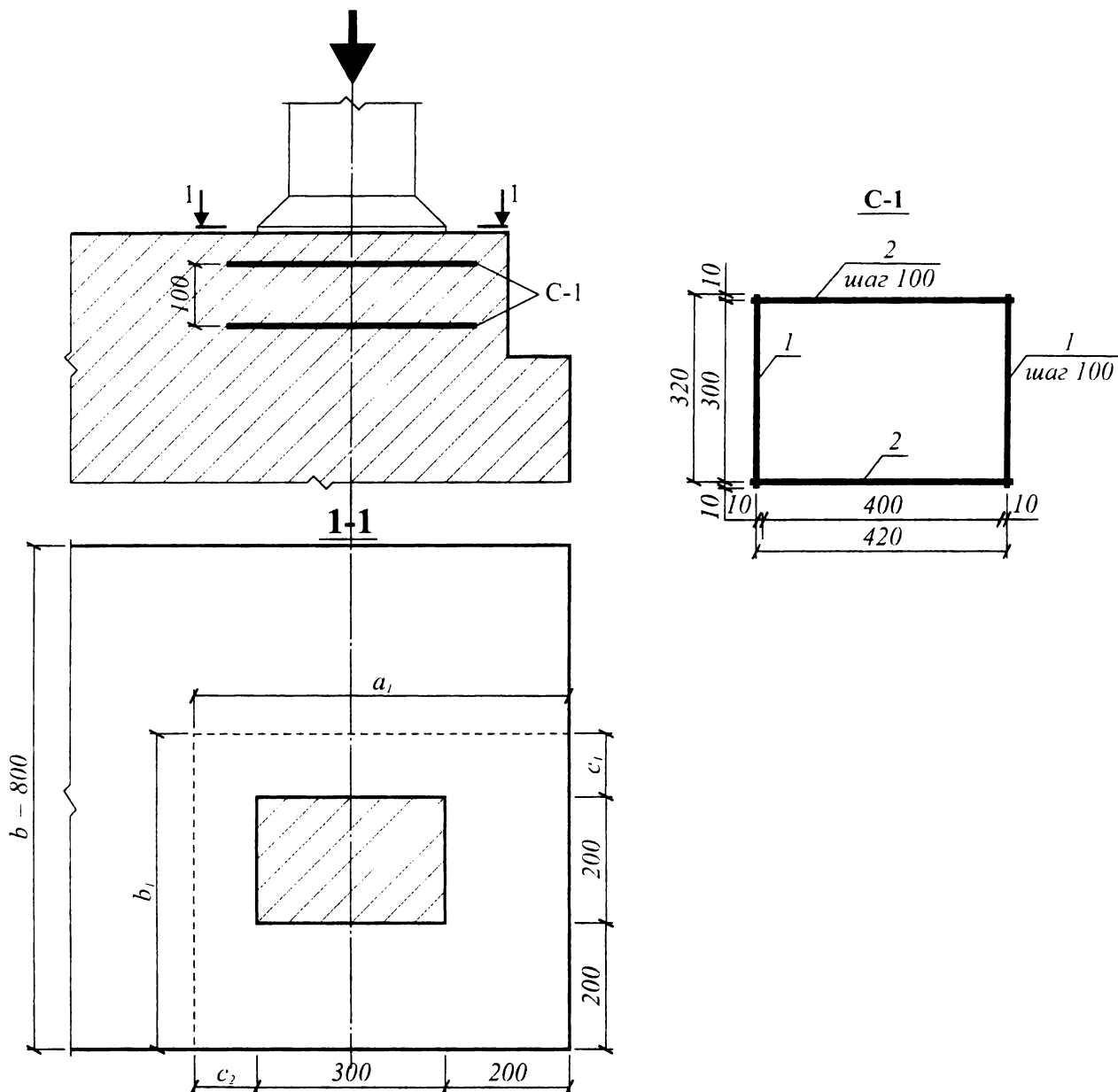


Рис. 8.10.

Поскольку полученная величина коэффициента ω_u оказалась меньше величины коэффициента $\omega_{u1,max}=2,5$ для схемы приложения местной нагрузки *г*) по рис. 8.1 для дальнейшего расчета принимаем $\omega_u = 2,380$.

Определяем расчетное сопротивление бетона без армирования смятию

$$f_{cud} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd} = 2,38 \cdot 0,85 \cdot 6,7 = 13,55 \text{ МПа.}$$

Поскольку стойка центрально сжата, то распределение напряжений по поверхности смятия считаем равномерным и принимаем коэффициент $\alpha_u = 1,0$.

Определяем несущую способность сечения, подвергнутого действию местной нагрузки, по формуле 8.3 $N_{Rd,loc} = \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0} = 1,0 \cdot 13,55 \cdot 60000 = 813000 \text{ Н} = 813 \text{ кН}$, что меньше действующей нагрузки $N = 1000 \text{ кН}$, т. е. прочность бетона на местное сжатие не обеспечена, и поэтому необходимо применить косвенное армирование.

Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматуры класса S500, диаметром 3 мм, ячейкой 100×100 мм и шагом по высоте $s = 100$ мм ($f_{yd,xy} = 450$ МПа).

Проверяем прочность согласно формуле 8.5.

Так как $\omega_u = 2,380$ меньше величины коэффициента $\omega_{u2,max} = 3,5$ для схемы приложения местной нагрузки g) по рис. 8.1 для дальнейшего расчета принимаем $\omega_u = 2,380$.

Определяем коэффициент косвенного армирования сетками ρ_{xy} .

Из рис. 8.10 имеем: $n_x = 5$; $l_x = 300$ мм; $n_y = 4$; $l_y = 400$ мм; $A_{sx} = A_{sy} = 7,1$ мм² ($\varnothing 3$ мм);

$$A_{eff} = l_x \times l_y = 300 \times 400 = 120 \times 000 \text{ мм}^2 > A_{c0} = 60000 \text{ мм}^2,$$

$$\text{тогда } \rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s} = \frac{5 \cdot 7,1 \cdot 300 + 4 \cdot 7,1 \cdot 400}{120000 \cdot 100} = 0,00183.$$

Определяем коэффициент φ_0 , принимая расчетное сопротивление бетона с коэффициентом $\gamma_c = 1,5$ как для армированных элементов

$$\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10} = \frac{0,00183 \cdot 450}{0,85 \cdot 8,0 + 10} = 0,049.$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \varphi_s} = \frac{1}{0,23 + 0,049} = 3,58$$

$$\text{Коэффициент } \varphi_s \text{ равен } \varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{c0}}{A_{eff}} = 4,5 - 3,5 \frac{60000}{120000} = 2,75$$

Приведенное расчетное сопротивление армированного бетона при местном сжатии определяем по формуле 8.6

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \varphi_0 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s = \text{МПа.}$$

$$= 1,0 \cdot 2,380 \cdot 0,85 \cdot 8,0 + 3,58 \cdot 0,00183 \cdot 450 \cdot 2,75 = 24,29$$

Определяем несущую способность армированного сечения, подвергнутого действию местной нагрузки, по формуле 8.5

$$N_{Rd,loc} = f_{cud,eff} \cdot A_{c0} = 24,29 \cdot 60000 = 1457400 \text{ Н} = 1457,4 \text{ кН,}$$

что больше действующей нагрузки $N = 1400$ кН, т. е. прочность бетона обеспечена.

Пример 2.

Дано:

Монолитное железобетонное перекрытие опирается на железобетонную внутреннюю колонну сечением $b \times h = 0,4 \times 0,4$ м. Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна 500 кН. Толщина перекрытия 0,25 м. Колонна и перекрытие из бетона класса $C^{25}/_{30}$. Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса S500 диаметром 14 мм, расположенными с шагом 100 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

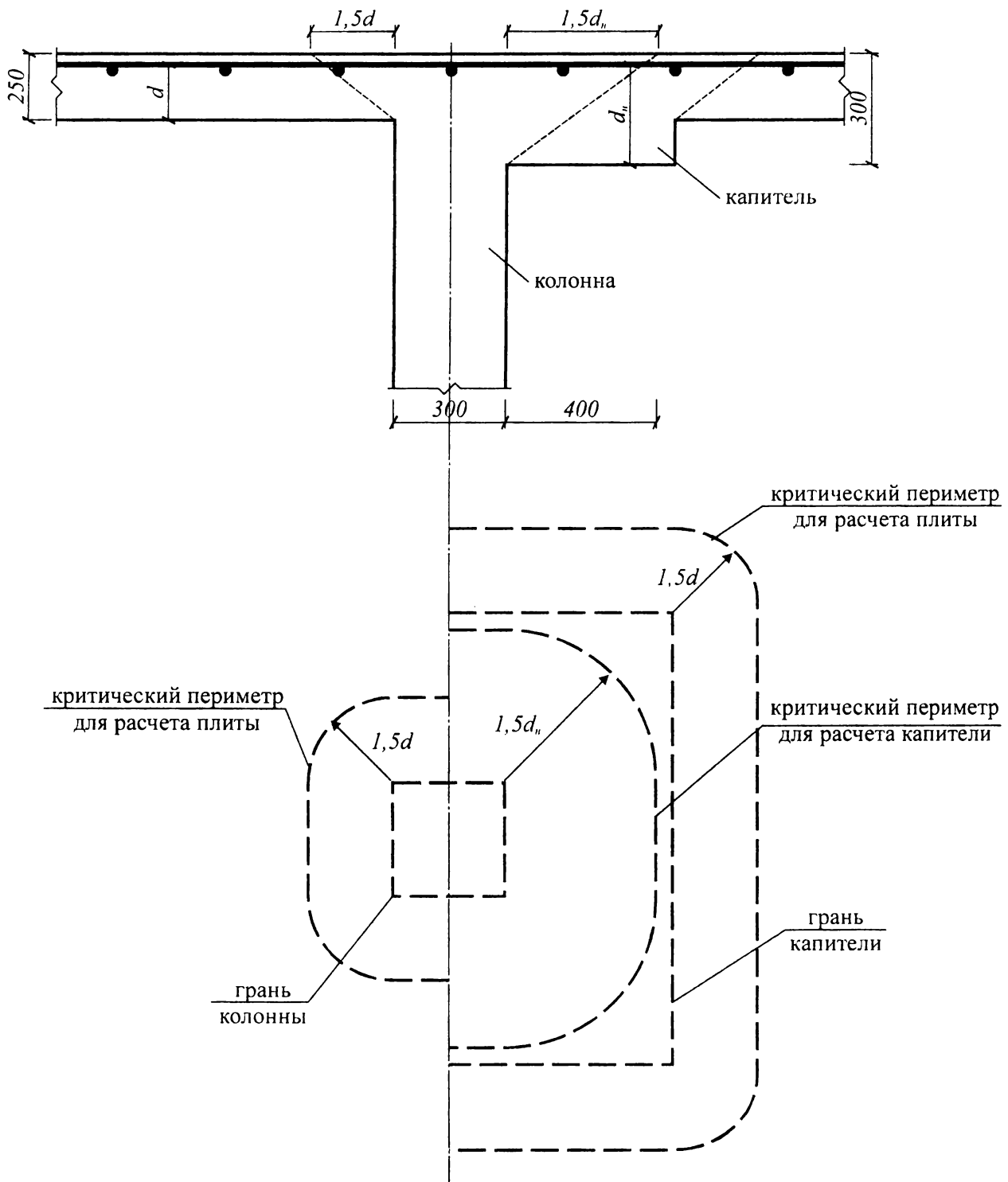
Требуется:

Проверить прочность перекрытия на продавливание.

Решение.

Принимаем защитный слой арматуры 25 мм.

Определяем расстояния от верха плиты до центров тяжести арматуры каждого направления – $a_x = 32$ мм и $a_y = 46$ мм.



Примечание: Слева от оси показан вариант колонны без капители, справа - с капителью.

Рис. 8.11.

Определяем рабочие высоты плит в каждом направлении

$$d_x = 0,25 - 0,032 = 0,218 \text{ м}, d_y = 0,25 - 0,046 = 0,204 \text{ мм}.$$

Определяем среднюю рабочую высоту сечения

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,218 + 0,204) = 0,211 \text{ м}.$$

Определяем коэффициенты армирования в обоих направлениях $\rho_{lx} = \rho_{ly} = \frac{1,539 \cdot 10^{-4}}{(0,1 \cdot 0,211)} = 0,0073$, что более $0,002$ (минимальное значение коэффициента армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0073$

Определяем величину критического периметра

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot 0,211 = 3,59 \text{ м.}$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 500}{3,59} = 160 \text{ КН/м.}$$

Для бетона класса С25/30 нормативное сопротивление бетона сжатию $f_{ck} = 25$ МПа и расчетное сопротивление бетона растяжению (с учетом коэффициента надежности по материалу $\gamma_c = 1,5$) $f_{ctd} = 1,8 / 1,5 = 1,2$ МПа.

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1,973 < 2.$$

Определяем погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = (0,18 / \gamma_c) \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d = (0,18 / 1,5) \cdot 1,973 \cdot (100 \cdot 0,0073 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,211 = 0,132 \text{ МН / м} = 132 \text{ КН / м.}$$

Определяем минимальное погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = 0,4 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 0,211 = 0,101 \text{ МН / м} = 101 \text{ КН / м.}$$

Окончательно, погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет $v_{Rd} = 132 \text{ КН / м} > 101 \text{ КН / м}$.

Поскольку величина погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, превышает погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание недостаточна и требуется устанавливать расчетное поперечное армирование либо переконструировать перекрытие.

В связи с этим в зоне сопряжения колонны с перекрытием предусмотрим устройство капители размерами в плане 1000×1000 мм с общей толщиной 300 мм.

Выполним расчет при сохранении неизменными всех остальных исходных данных.

Рабочие высоты плит в каждом направлении $d_x = 0,30 - 0,032 = 0,268$ м, $d_y = 0,30 - 0,046 = 0,254$ мм.

Определяем среднюю рабочую высоту

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,268 + 0,254) = 0,261 \text{ м.}$$

Определяем коэффициенты армирования в обоих направлениях $\rho_{lx} = \rho_{ly} = 1,539 \cdot 10^{-4} / (0,1 \cdot 0,261) = 0,0059$, что более $0,002$ (минимальное значение коэффициенты армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0059$

Определяем величину критического периметра

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot 0,261 = 4,06 \text{ м.}$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 500}{4,06} = 142 \text{ кН/м.}$$

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{261}} = 1,875 < 2.$$

Определяем погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = (0,18 / \gamma_c) \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d =$$

$$(0,18 / 1,5) \cdot 1,875 \cdot (100 \cdot 0,0059 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,261 = 0,144 \text{ МН / м} = 144 \text{ кН / м.}$$

Определяем минимальное погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = 0,4 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 0,261 = 0,125 \text{ МН / м} = 125 \text{ кН / м.}$$

Окончательно, погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет $v_{Rd} = 144 \text{ кН / м} > 125 \text{ кН / м}$.

Поскольку величина погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, меньше погонного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по критическому периметру, отсчитанному от периметра колонны, обеспечена.

Дополнительно требуется проверить прочность на продавливание основного сечения перекрытия толщиной 200 мм по критическому периметру, отсчитанному от периметра грани капители.

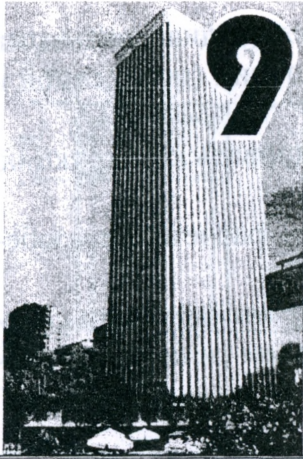
Определяем величину этого критического периметра

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 1,0 + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot 0,211 = 5,99 \text{ м.}$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 500}{5,99} = 96 \text{ кН/м.}$$

Поскольку величина погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, меньше величины (132 кН/м) погонного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по критическому периметру, отсчитанному от периметра капители колонны, обеспечена.



РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ НА ДЕЙСТВИЕ КРУТЯЩИХ МОМЕНТОВ

Расчет прочности элементов железобетонных конструкций, подвергаемых комбинированному воздействию кручения в сочетании поперечной силой, изгибом и осевыми усилиями, является одной из наиболее сложных проблем теории железобетона.

При действии крутящих моментов в начальной стадии загрузки внешней нагрузкой железобетонный элемент работает упруго. В нем возникают касательные, а следовательно и главные сжимающие и растягивающие напряжения, ориентированные под углом, близким к 45° по отношению к продольной оси элемента. В завершении этой стадии касательные напряжения распределяются равномерно по всему сечению элемента как в идеально пластическом теле. После того, как удлинения бетона по направлению действия главных растягивающих напряжений достигнут предельных значений, в бетоне образуются развивающиеся по всему контуру сечения спиральные трещины. В реальных конструкциях крутящие моменты действуют, как правило, в сочетании с другими видами усилий, например, изгибающим моментом и поперечной силой. Если значения крутящих моментов невелики, то спиральные трещины развиваются только в зоне, растянутой от совместного действия изгибающего и крутящего моментов. После образования спиральных трещин усилия в направлении главных растягивающих напряжений воспринимает арматура, а усилия, действующие по направлению главных сжимающих напряжений – бетон.

Разрушение железобетонного элемента при совместном действии изгибающего и крутящего моментов происходит, как правило, по пространственному сечению, показанному на рис. 9.1. При этом разрушение железобетонного элемента по пространственному сечению при действии изгибающих и крутящих моментов может происходить вследствие:

- достижения арматурой обоих направлений (продольной и поперечной) наступления физического или условного предела текучести с последующим раздроблением бетона сжатой зоны;
- достижения поперечной арматурой предела текучести с последующим раздроблением бетона сжатой зоны; при этом напряжения в продольной арматуре не достигают предела текучести;
- достижения продольной арматурой предела текучести с последующим раздроблением бетона сжатой зоны; при этом напряжения в поперечной арматуре не достигают предела текучести;

– раздробления сжатого бетона, заключенного в полосах между диагональными трещинами; при этом напряжения в арматуре обоих направлений (поперечной и продольной) ниже предела текучести.

Расчет должен выполняться таким образом, чтобы гарантировать конструкцию от всех перечисленных случаев разрушения.

Существует два основных направления развития методов расчета железобетонных конструкций при действии крутящих моментов.

Первое направление включает *расчетную модель пространственного сечения*, второе – *расчетную модель пространственной фермы* или каркасно-стержневую модель.

9.1. Расчетная модель пространственного сечения

В общем виде расчетная модель должна содержать полную систему уравнений равновесия и полную систему усилий, действующих в сечении. Для решения задачи необходимо также использовать условия деформирования сечения (в виде их поворота и сдвига), соответствующих деформационных параметров, связывающих усилия в бетоне и арматуре с их перемещениями, с привлечением трансформированных диаграмм деформирования бетона в условиях плоского напряженного состояния (см. главу 4) и диаграмм деформирования арматуры. Однако практическая реализация модели пространственного сечения в общем виде представляет значительные трудности, в силу чего в нормах [1, 6] используют упрощенные расчетные методы, опирающиеся, главным образом, на эмпирические зависимости. Рассмотрим применение модели пространственного сечения к расчету прочности железобетонного элемента, подверженного кручению с изгибом (рис. 9.1).

Экспериментальные исследования показывают, что при разрушении железобетонного элемента по пространственному сечению, в зависимости от значений изгибающего и крутящего моментов, а также наличия и величины поперечной силы возможны три схемы расположения сжатой зоны (рис. 9.2).

Первая схема (рис. 9.2а) соответствует расположению сжатой зоны у верхней грани элемента и имеет место при воздействии на элемент значительных по величине изгибающего и крутящего моментов.

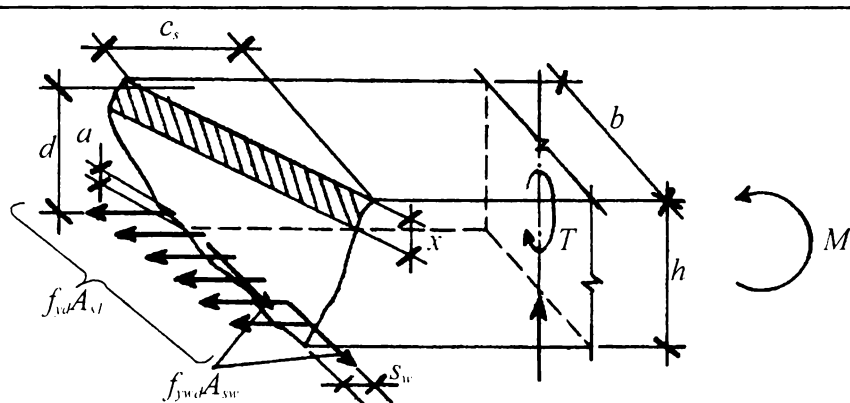
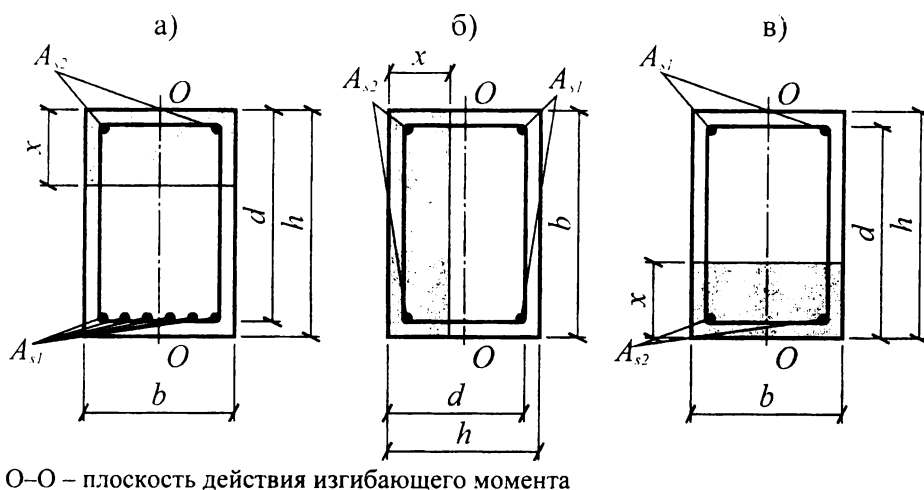


Рис. 9.1

Схема усилий в пространственном сечении работающего на кручение с изгибом железобетонного элемента при расчете его прочности



O-O – плоскость действия изгибающего момента

Рис. 9.2

Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения;

а) – у сжатой от изгиба грани элемента;

б) – у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента;

в) – у растянутой от изгиба грани элемента;

Вторая схема (рис. 9.2б) соответствует расположению сжатой зоны у боковой грани и имеет место при воздействии крутящего момента и поперечной силы (изгибающий момент так мал, что его влиянием можно пренебречь).

Третья схема (рис. 9.2в) соответствует расположению сжатой зоны у нижней грани. Такой случай может иметь место в зоне, где действуют небольшие изгибающие моменты и, следовательно, их влияние на вид разрушения элемента невелико. При этом площадь поперечного сечения верхней арматуры, которая попадает в растянутую зону может быть меньше площади нижней арматуры.

Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента, работающего на кручение с изгибом, при расчете его прочности, приведена на рис. 9.1.

Предельные усилия в пространственном сечении определяются на основе следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сжатая зона пространственного сечения условно представляется плоскостью, расположенной под некоторым углом θ к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию – напряжениями $\alpha \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta$, равномерно распределенными по сжатой зоне;
- растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого пространственного сечения, принимаются равными соответственно f_{yd} и f_{ywd} ;
- напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимается согласно указаниям норм [1, 6] равными f_{yd} .

При расчете прочности элементов, работающих на кручение с изгибом, должно выполняться условие:

$$T_{Sd} \leq 0,1 \alpha f_{cd} b^2 h, \quad (9.1)$$

где b, h – соответственно меньший и больший размеры сторон поперечного сечения элемента;

α – коэффициент, определяемый в соответствии с требованиями главы 4.

Значение f_{cd} для бетона классов выше $C^{25}/_{30}$ принимается как для бетона класса $C^{25}/_{30}$.

Расчет пространственных сечений по прочности производится из условия:

$$T_{Sd} \leq f_{yd} A_{s1} \frac{1 + \eta_w \delta \lambda^2}{\eta_q \lambda + \chi} (d - 0,5x). \quad (9.2)$$

Высота сжатой зоны x определяется из уравнения:

$$f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} = \alpha f_{cd} b x. \quad (9.3)$$

Расчет следует производить для трех расчетных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения (поскольку заранее трудно установить, какая из схем разрушения наиболее опасна), показанных на рис. 9.2:

1-я схема – у сжатой грани элемента;

2-я схема – у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис. 9.2б);

3-я схема – у растянутой от действия изгибающего момента грани элемента (рис. 9.2в).

В формулах (9.2) и (9.3):

A_{s1}, A_{s2} – площади поперечного сечения продольной арматуры, расположенной при данной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах;

b, h – размеры сторон поперечного сечения элемента, соответственно параллельной и перпендикулярной линии, ограничивающей сжатую зону;

$$\delta = \frac{b}{2h + b}; \quad (9.4)$$

$$\lambda = \frac{c_s}{b}; \quad (9.5)$$

где c_s – длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; расчет производится для наиболее опасного значения c_s , определяемого последовательным приближением и принимаемого равным не более $(2h + b)$.

В формуле (9.2) значения коэффициентов χ и η_q , характеризующие соотношение между действующими усилиями T_{Sd} , M_{Sd} и V_{Sd} , принимаются:

- при отсутствии изгибающего момента $\chi = 0$, $\eta_q = 1$;
- при расчете по 1-й схеме $\chi = M_{Sd}/T_{Sd}$, $\eta_q = 1$;
- при расчете по 2-й схеме $\chi = 0$, $\eta_q = 1 + V_{Sd}h/(2T_{Sd})$;
- при расчете по 3-й схеме $\chi = -(M_{Sd}/T_{Sd})$, $\eta_q = 1$.

Крутящий момент T_{Sd} , изгибающий момент M_{Sd} и поперечная сила V_{Sd} принимаются для сечения, нормального к продольной оси элемента и проходящего через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения.

Значения коэффициента η_w , характеризующего соотношение между поперечной и продольной арматурой, определяются по формуле:

$$\eta_w = \frac{f_{ydw} A_{sw} b}{f_{yd} A_{s1} s}, \quad (9.6)$$

где A_{sw} – площадь сечения одного стержня поперечной арматуры, расположенного у грани, являющейся растянутой, для рассматриваемой расчетной схемы;
 s – расстояние между соседними стержнями поперечной арматуры.

При этом значения η_w принимаются не менее

$$\eta_{w,min} = \frac{0,5}{1 + 0,5 M_{Sd} / (\eta_w M_{Rd})} \quad (9.7)$$

и не более

$$\eta_{w,max} = 1,5 \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right), \quad (9.8)$$

где M_{Sd} – изгибающий момент, принимаемый:

- для 2-й схемы – равным нулю;
- для 3-й схемы – со знаком "минус";

M_{Rd} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента.

Если значение η_w , подсчитанное по формуле (9.6) меньше $\eta_{w,min}$, то значение усилия $f_{yd} A_{s1}$, вводимое в формулы (9.2) и (9.3), умножается на отношение $\eta_w / \eta_{w,min}$.

В случае, когда выполняется условие

$$T_{Sd} \leq 0,5 V_{Sd} b \quad (9.9)$$

вместо расчета по 2-й схеме следует производить расчет из условия:

$$V_{Sd} \leq V_{sw} + V_{cd} - \frac{3T_{Sd}}{b}; \quad (9.10)$$

в условиях (9.9) и (9.10):

b – размер стороны поперечного сечения элемента, которая находится в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба;

V_{cd} и V_{sw} – определяются по формулам (7.57) и (7.63).

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения, работающих на кручение с изгибом, может быть выполнена в последовательности, представленной в табл. 9.1.

Таблица 9.1.

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения, работающих на кручение с изгибом [30]

Действие	Расчетная формула	Результат
1	2	3
1. Проверка условия, исключающего разрушение сжатых бетонных полос	$T_{Sd} \leq 0,1\alpha \cdot f_{cd} \cdot b^2 \cdot h$	Если условие выполняется, то перейти к п. 2, иначе – изменить геометрические размеры сечения или класс бетона
2. Проверка условия – выбор расчетной схемы сечения	$T_{Sd} \leq 0,5V_{Sd} \cdot h$	Если условие выполняется, перейти к п. 3, иначе – к п. 6
3. Вычислить V_{sw}	$V_{Sd} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}$	
4. Вычислить V_{cd}	$v_{cd} = \frac{\eta_{C2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{l_{inc}}$	
5. Проверка условия (9.10)	$V_{Sd} \leq v_{sw} + v_{cd} - \frac{3T_{Sd}}{b_w}$	Если условие выполняется, проверку прочности производят без учета кручения, иначе – необходимо изменить геометрические размеры сечения или класс бетона и возвратиться к п. 1
Расчет по 1-ой схеме		
6. Определение высоты сжатой зоны x	$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$	
7. Проверка условия, ограничивающего высоту сжатой зоны x	$2d' \leq x < x_{lim} = \xi_{lim} \cdot d$	Если $x < 2d'$, то принять $x = 2d'$, если $x > x_{lim}$, принять $x = x_{lim}$
8. Вычислить χ для 1-ой схемы	$\chi = M_{Sd} / T_{Sd}$ $\eta_q = 1,0$	

Продолжение таблицы 9.1.

1	2	3
9. Вычислить δ	$\delta = \frac{b}{2h + b}$	
10. Вычислить η_w	$\eta_w = \frac{f_{ywd} \cdot a_{sw} \cdot b}{f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot s_w}$	
11. Рассчитать M_{Rd}	$M_{Rd} = \alpha f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} (d - 0,5x_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - d')$	
12. Рассчитать $\eta_{w,min}$	$\eta_{w,min} = \frac{0,5}{1 + 0,5 \frac{M_{Sd}}{\eta_w \cdot M_{Rd}}}$	
13. Рассчитать $\eta_{w,max}$	$\eta_{w,max} = 1,5 \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)$	
14. Проверить условие, ограничивающее значение коэффициента η_w (оптимальное количество армирования)	$\eta_{w,min} \leq \eta_w \leq \eta_{w,max}$	Если $\eta_w \leq \eta_{w,min}$, то принять $\eta_w = \eta_{w,min}$, если $\eta_w \geq \eta_{w,max}$, то принять $\eta_w = \eta_{w,max}$
15. Методом последовательных приближений определить значение c_s		Причем требуется выполнение условий: а) $c_s \leq 2h + b$; б) c_s не более длины участка элемента, на котором M_{Sd} , T_{Sd} , V_{Sd} не меняют знака
16. Если при проверке по п. 14 оказалось, что	$\eta_w < \eta_{w,min}$	перейти к п. 17, иначе к п. 18

Продолжение таблицы 9.1.

1	2	3
17. Проверка прочности пространственного сечения	$T_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} \frac{\eta_w}{\eta_{w,min}} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_{w,min} \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\lambda + \chi}$	Если условие соблюдается -- прочность обеспечена, перейти к расчету по 2-ой схеме
18. Проверка условия прочности по 1-ому случаю	$T_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_{w,min} \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + x}$	Если условие соблюдается -- прочность элемента по 1-ой схеме обеспечена, перейти к расчету по 2-ой схеме
Расчет по 2-ой схеме		
19. Проверка условия	$T_{Sd} < V_{Sd} \cdot b$	
20. Выполнить п.п. 3..5		
21. Выполнить п.п. 6, 7		
22. Рассчитать коэффициент η_q и принять χ для 2-ой схемы	$\eta_q = 1 + \frac{V_{Sd} \cdot h}{2T_{Sd}}$ $\chi = 0$	
23. Выполнить п.п. 9..15		
24. Проверить условие для η_w	$\eta_w > \eta_{w,min}$	Если условие выполняется, перейти к п. 25, иначе -- к п. 26
25. Проверить условие прочности	$T_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} \frac{\eta_w}{\eta_{w,min}} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_{w,min} \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda}$	Если условие выполняется -- прочность обеспечена, перейти к расчету по 3-й схеме
26. Проверить условие прочности пространственного сечения по 2-му случаю	$T_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_{w,min} \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + \chi}$	Если условие соблюдается -- прочность по 2-ой схеме обеспечена, перейти к расчету по 3-й схеме
Расчет по 3-й схеме		
27. Вычислить δ	$\delta = \frac{b}{2h + b}$	

Окончание таблицы 9.1.

1	2	3
28. Проверить условие	$M_{Sd} > \frac{T_{Sd}}{2} \sqrt{\delta}$	Если условие выполняется, перейти к п. 29, иначе – расчет по 3-й схеме производить не нужно
29. Выполнить п.п. 6, 7		
30. Вычислить χ и принять η_q для 3-й схемы	$\chi = -\frac{M_{Sd}}{T_{Sd}}$ $\eta_q = 1$	
31. Выполнить п.п. 10..15		
32. Проверить условие для η_w	$\eta_w < \eta_{w,min}$	Если условие выполняется перейти к п. 33, иначе – к п. 34
33. Выполнить п. 17		Если условие соблюдается перейти к п. 35
34. Проверка условия	$T_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_{w,min} \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + \chi}$	Если условие соблюдается – прочность элемента по 3-й схеме обеспечена
35. Расчет завершен		

9.2. Модель пространственной фермы

Эту расчетную модель особенно целесообразно применять при расчете коротких железобетонных конструкций, у которых пролет или вылет консоли соизмерим с высотой сечения, и в которых построение расчетных моделей пространственных сечений затруднительно.

Модель пространственной фермы может быть использована не только для оценки прочности, но и трещиностойкости и деформативности конструкций, если рассматриваются напряжения и деформации в каждом равномерно напряженном и центрально нагруженном стержневом элементе системы с использованием диаграмм деформирования (состояния) для бетона и арматуры. Модель пространственной фермы позволяет рассчитывать элементы, подвергнутые действию крутящих моментов в сочетании с любыми видами силовых воздействий. При этом арматура, воспринимающая усилия от кручения элемента, добавляется к арматуре, рассчитанной исходя из действия других силовых факторов.

Теория расчета элементов, подверженных кручению на базе модели пространственной фермы была предложена в 1929 г. *Е. Раушем*. Согласно теории *Е. Рауша* бетонный элемент с ортогональной арматурой, подверженный сдвигу, имеет диагональные трещины, которые разделяют бетон на отдельные центрально сжатые полосы. Вместе с арматурой, работающей, как принято, на растяжение, они образуют стержневую систему, противодействующую сдвиговым усилиям.

Для упрощения расчетов предполагалось, что диагональные бетонные подкосы наклонены под углом 45° к арматуре. В соответствии с предложенной теорией железобетонный элемент сопротивляется кручению подобно условной трубе, то есть таким образом, что прикладываемый крутящий момент воспринимается потоком касательных напряжений в стенке трубы. Следует отметить, что теория пространственной стержневой системы была разработана на основе анализа результатов опытов, что прочность сплошного сечения железобетонного элемента при кручении приблизительно равна прочности некоторого заменяющего полого сечения. Используя условия равновесия для рассматриваемой пространственной системы, *Е. Рауш* получил уравнения для определения номинального сопротивления элемента кручению:

$$T_n = 2 \frac{A_l \cdot A_t \cdot f_{ty}}{s}, \quad (9.11)$$

где A_l – площадь сечения, ограниченная осями замкнутых хомутов;

A_t – площадь поперечного сечения одного замкнутого арматурного хомута;

f_{ty} – предел текучести арматурного хомута;

s – шаг замкнутых хомутов.

Полученное уравнение (9.11) значительно завышает (на 30..50 %) действительную прочность элемента, работающего на кручение. В связи с этим зависимость (9.11) подвергалась корректировке и развитию по основным направлениям, подробно рассмотренным в работе [30].

Содержащаяся в нормах [1, 6] методика расчета железобетонных элементов на кручение основана на **модели тонкостенной трубы – аналоге пространственной фермы**. Балка сплошного сечения, подвергнутая кручению, рассматривается до

трещинообразования как тонкостенная труба с коробчатым бетонным поперечным сечением в сплошной балке (рис. 9.3).

После трещинообразования в балке, подвергнутой кручению, ее сопротивление кручению обеспечивается, главным образом, замкнутыми хомутами и продольной арматурой, расположенной у наружных граней сечения элемента. При построении расчетной модели тонкостенной трубы принято допущение о том, что сопротивление кручению обеспечивается слоем поперечного сечения, примерно рассредоточенным в замкнутых хомутах [30]. И коробчатое, и сплошное сечения рассматриваются в виде тонкостенной трубы как *до*, так и *после* образования диагональных трещин.

Расчетные зависимости получают из рассмотрения аналогии расчетной модели с пространственной фермой (рис. 9.4), включающей сжатые диагонали-подкосы, которые расположены под углом θ к продольной оси элемента. При этом принята предпосылка о том, что бетон не воспринимает растягивающих усилий, а напряжения в арматуре равны пределу текучести. После образования трещин сопротивление кручению обеспечивается в основном поперечной и продольной арматурой и сжатыми бетонными подкосами. Бетон в поверхностном слое (снаружи от поперечной арматуры) относительно неэффективен. Поэтому в расчетах используют площадь A_k , заключенную внутри средней линии u_k (см. рис. 9.5).

Когда срез и кручение действуют совместно, площадь поперечной арматуры представляет собой сумму площадей стержней, установленных отдельно для восприятия среза и кручения. Так как площадь поперечной арматуры, необходимой для восприятия среза – это площадь всех стержней соответствующего хомута, а площадь поперечной арматуры, необходимой для восприятия кручения элемента – только одного стержня, то их площади суммируются:

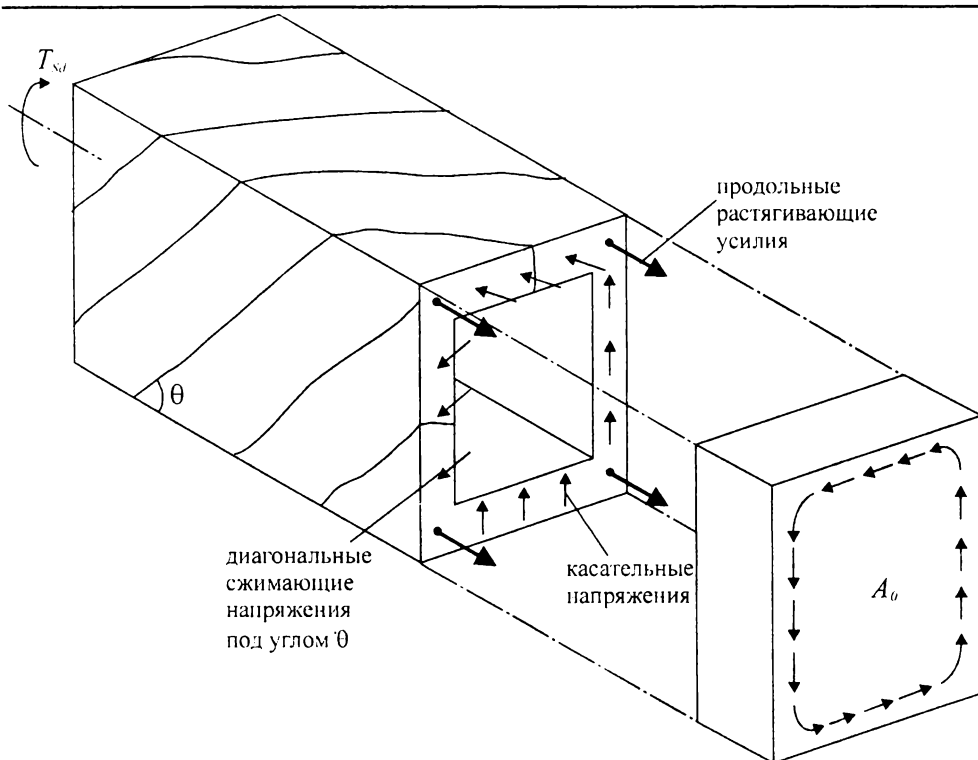


Рис. 9.3.

К расчету прочности железобетонных элементов при кручении по методу тонкостенной трубы [6, 30]

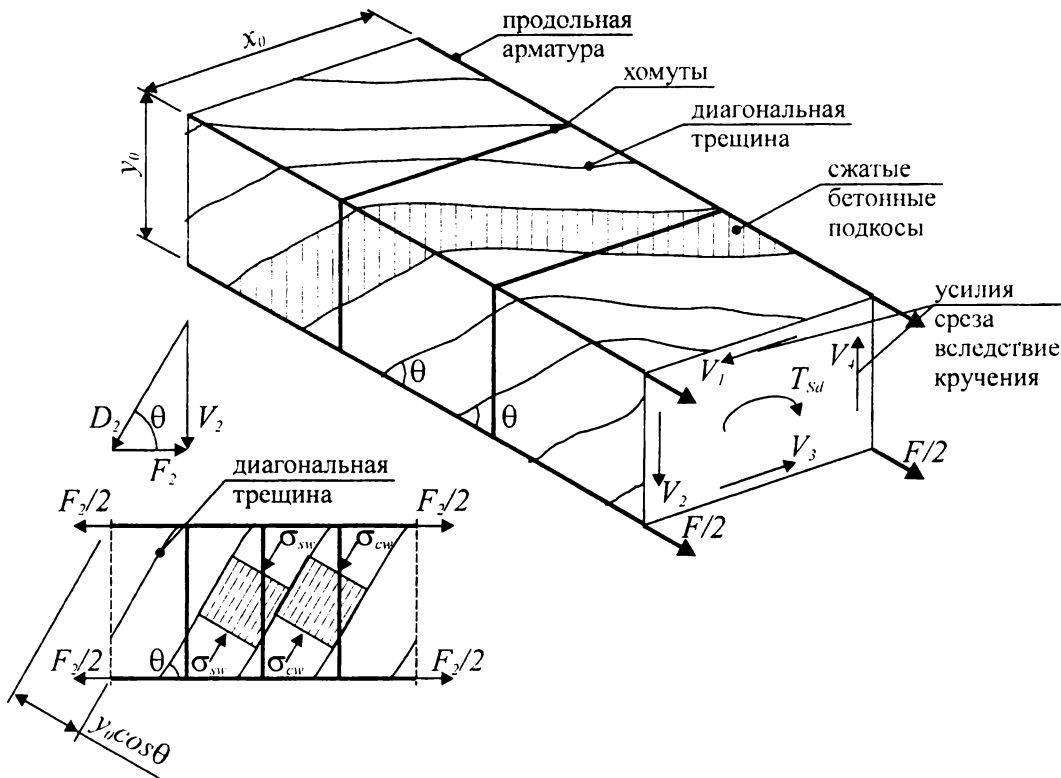


Рис. 9.4.

Расчетная модель пространственной фермы [6, 40]

$$Total\left(\frac{A_v + A_t}{s}\right) = \frac{A_{sw}}{s} + 2\frac{A_t}{s}. \quad (9.12)$$

При этом если предназначенный для сопротивления срезу хомут состоит из четырех стержней, то лишь площади стержней, примыкающих к граням сечения балки, следует суммировать с площадью хомутов, предназначенных для восприятия кручения (поскольку внутренние стержни неэффективно сопротивляются кручению).

Продольная арматура, необходимая для восприятия кручения, добавляется в каждом сечении к продольной арматуре, необходимой для восприятия изгибающего момента, который действует одновременно с крутящим. Если максимальный изгибающий момент действует в одном сечении (предположим, в середине пролета), а максимальный крутящий – в другом (например, на опоре), то общая площадь арматуры может быть меньше, чем площадь, которую получают при сложении площадей арматуры, рассчитанных для восприятия максимального изгибающего и крутящего моментов.

Кручение вызывает осевые растягивающие усилия, которые воспринимает продольная арматура ($A_s f_{yd}$). Эта арматура является дополнением к арматуре, установленной на восприятие изгибающего момента, и распределяется равномерно по периметру сечения так, чтобы траектория равнодействующей $A_s f_{yd}$ совпала с осью элемента.

Таким образом, с учетом рассмотренных теоретических предпосылок при расчете по указанной модели элемент, подвергнутый действию крутящих моментов, после трещинообразования работает подобно пространственной ферме, которая со-

стоит из стержней продольной арматуры (являющихся параллельными поясами), и решетки, включающей образованные диагональными трещинами сжатые бетонные подкосы и связывающие их растянутые стержни поперечной арматуры.

Железобетонный элемент в виде пространственной фермы рассчитывается на основании уравнений равновесия внешних и внутренних сил. При этом рассматривается замкнутое коробчатое поперечное сечение. Толщина условной стенки коробчатого сечения не должна быть больше толщины фактической стенки. Таким образом, при расчете элемента, подвергнутого кручению с использованием модели пространственной фермы, приняты следующие предпосылки:

- а) сплошное поперечное сечение заменяется коробчатым с сохранением наружных обводов и размеров;
- б) открытое поперечное сечение (например, тавровое) разделяется на отдельные части, каждая из которых рассматривается как коробчатое сечение. Прочность на кручение элемента, имеющего открытое поперечное сечение, является суммой прочностей его отдельных частей;
- в) суммарный крутящий момент, воспринимаемый отдельными частями элемента, не должен существенно отличаться от момента, определенного на основе упругого расчета элемента, не разделенного на части;

Жесткость при кручении элемента, имеющего сечения непрямоугольной формы следует определять путем суммирования жесткостей отдельных прямоугольных частей, на которые разделяется это непрямоугольное сечение. Делить непрямоугольное сечение на отдельные прямоугольные части следует так, чтобы суммарная жесткость отдельных прямоугольных частей была максимальной.

В расчетах допускается не учитывать влияние кручения, если расчетный крутящий момент меньше четверти крутящего момента, вызывающего образование диагональных трещин:

$$T_{Sd} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right), \quad (9.13)$$

где A – полная площадь сечения внутри его наружного периметра, включающая площадь внутренней пустотелой части;

u – наружный периметр сечения.

9.2.1. Прочность на кручение

При расчете элемента на кручение должны выполняться условия:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1} \quad (9.14)$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} \quad (9.15)$$

где T_{Rd1} – предельный крутящий момент, который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

T_{Rd2} – предельный крутящий момент, который может быть воспринят арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре).

Прочность на кручение T_{Rd1} определяют по формуле:

$$T_{Rd1} = 2v f_{cd} t \cdot A_k / (\cot\theta + \tan\theta), \quad (9.16)$$

где t – толщина условной стенки сплошного или коробчатого сечения; $t \leq A/u$, но не более фактической толщины стенки; принимать величину t менее двойной толщины защитного слоя бетона продольной арматуры не допускается;

A_k – полная площадь сечения внутри средней линии u_k , включающая площадь внутренней пустотелой части;

ν – безразмерный коэффициент, учитывающий снижение сопротивления бетона сжатию в условиях растяжения, величина которого определяется следующим образом:

$$\nu = 0,7(0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,35 \quad (f_{ck} \text{ в Н/мм}^2), \quad (9.17)$$

Коэффициент ν , рассчитанный по ф. (9.17), следует использовать только в том случае, когда поперечная арматура расположена только у наружных граней сечения элемента; если поперечная арматура размещается у наружной и внутренней граней условной стенки элемента, имеющего сплошное сечение либо у обеих граней стенки коробчатого сечения, величину ν следует определять по формулам, приведенным в главе 4;

θ – угол наклона бетонных подкосов к продольной оси элемента, изменяющийся в диапазоне

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ. \quad (9.18)$$

Прочность элемента на кручение T_{Rd2} следует определять по формуле:

$$T_{Rd2} = 2 A_k \left(f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} \right) \cot \theta. \quad (9.19)$$

Дополнительную площадь сечения продольной арматуры A_s , необходимую для восприятия усилий, возникающих вследствие кручения элемента, определяется из уравнения:

$$A_s f_{yd} = \left(T_{Rd2} \frac{u_k}{2 A_k} \right) \cot \theta, \quad (9.20)$$

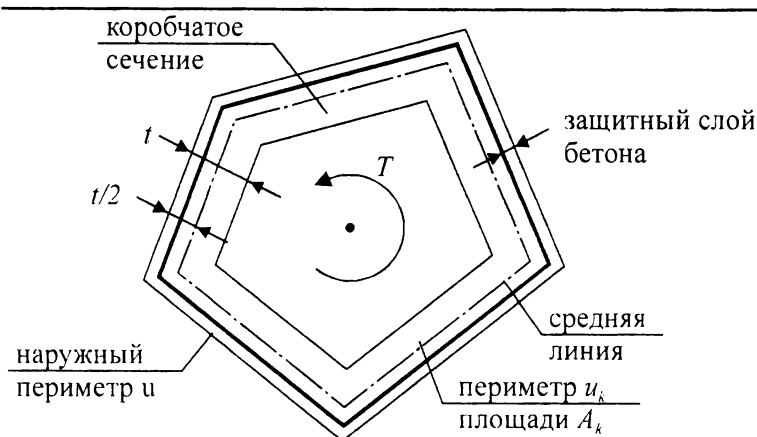


Рис. 9.5.

Схема сечения элемента, подвергнутого кручению, принятые термины и обозначения согласно [1, 6]

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры;
 f_{yd} – расчетное сопротивление продольной арматуры;
 A_{sw} – площадь сечения одного стержня поперечной арматуры;
 u_k – длина средней линии (см. рис. 9.5);
 s – шаг поперечной арматуры.

Если при расчете элемента на кручение армирование задано, величины θ и T_{Rd2} определяют из следующих уравнений:

$$\tan^2 \theta = \left(\frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} \right) / \left(\frac{A_s}{u_k} f_{yd} \right), \quad (9.21)$$

$$T_{Rd2} = 2 A_k \sqrt{\frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} \frac{A_s}{u_k} f_{yd}}. \quad (9.22)$$

Если величина угла θ , определенная из уравнения (9.21), выходит за пределы, установленные неравенством (9.18), то величину θ следует принимать равной ближайшей граничной величине из неравенства (9.18).

Результирующее растягивающее усилие $A_s f_{yd}$ должно действовать в центре тяжести условного коробчатого сечения. Поэтому основная часть продольной арматуры, воспринимающая усилие $A_s f_{yd}$, должна располагаться в направлении оси элемента. С целью гарантированного обеспечения передачи усилий с подкосов на поперечную арматуру необходимо, чтобы не менее одного продольного стержня находилось в каждом из углов поперечного сечения элемента.

9.2.2. Прочность на кручение в сочетании с изгибом, осевыми усилиями и срезом

Арматура, необходимая для восприятия усилий от изгибающего момента, продольных и поперечных сил, которые действуют в различных сочетаниях совместно с крутящим моментом, должно быть дополнено армированием необходимым для восприятия усилий от кручения. При этом ограничения по величине шага поперечной арматуры и ее размещению должны быть приняты исходя из совместного рассмотрения требований по кручению, изгибу, осевым усилиям и срезу.

Как было показано выше, в растянутой от изгиба зоне сечения к продольной арматуре, воспринимающей усилия от изгиба и осевых сил, должна быть добавлена продольная арматура, воспринимающая усилия от кручения. В сжатой от изгиба зоне сечения нет необходимости в постановке дополнительной продольной арматуры, воспринимающей усилия от кручения, если растягивающие напряжения в бетоне, вызванные крутящим моментом, меньше сжимающих напряжений в бетоне, вызванных изгибающим моментом.

Если крутящий момент действует одновременно с большим изгибающим моментом, это может привести (в особенности в балках коробчатого сечения) к тому, что главные сжимающие напряжения в бетоне достигнут предельных значений. В этом случае главные сжимающие напряжения в бетоне (которые не должны превышать величины αf_{cd}) следует определять исходя из усредненных напряжений, возникающих вследствие изгиба (по длине элемента) и касательных напряжений вызванных кручением ($\tau_{sd} = T_{sd} / (2 A_k t)$).

Крутящий момент T_{Sd} и действующая совместно с ним поперечная сила V_{Sd} , отнесенные к соответствующим расчетным несущим способностям бетонных подкосов, должны удовлетворять следующим условиям:

для сплошного сечения:

$$\left[\frac{T_{Sd}}{T_{Rdl}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Sd}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1, \quad (9.23)$$

для коробчатого сечения:

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rdl}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,max}} \leq 1, \quad (9.24)$$

где T_{Rdl} – прочность элемента на кручение, определяемая по формуле (9.16);

$V_{Rd,max}$ – прочность бетонных подкосов, наклоненных под углом θ к продольной оси элемента, определяемая по формулам (7.107) или (7.110).

Напряжения в бетоне, возникающие от совместного действия кручения и среза в каждой стенке коробчатого сечения, не должны превышать $\sigma_c = \nu f_{cd}$, а угол наклона бетонных подкосов θ можно принимать одинаковым для совместно действующих кручения и среза.

В случае расчета сплошных сечений, по форме близких к прямоугольным, допускается не предусматривать расчетное армирование для восприятия усилий от кручения и среза, кроме минимально необходимого, по конструктивным требованиям, если выполняются условия:

$$T_{Sd} \leq V_{Sd} \cdot b_w / 4,5, \quad (9.25)$$

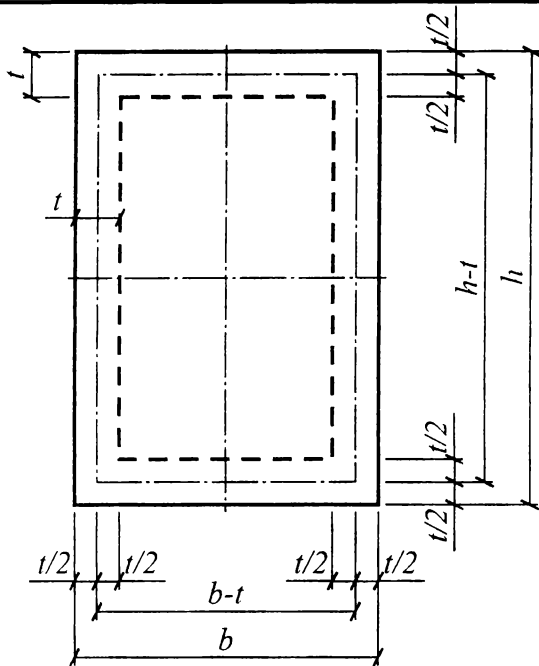
$$V_{Sd} [1 + (4,5 T_{Sd}) / (V_{Sd} \cdot b_w)] \leq V_{Rd,cb} \quad (9.26)$$

где b_w – минимальная ширина поперечного сечения стенки.

Проверка прочности и подбор площади арматуры, воспринимающей усилия от кручения для железобетонного элемента прямоугольного сечения по модели пространственной фермы, могут быть выполнены по алгоритму (табл. 9.2), приведенному в [30].

Таблица 9.2.

Алгоритм расчета железобетонного элемента при кручении по модели пространственной фермы



Дано:

- величина крутящего момента T_{sd} ;
- размеры поперечного сечения элемента b и h ;
- класс бетона по прочности;
- класс поперечной и продольной арматуры;
- расположение арматуры – у наружной грани элемента;

Требуется:

- проверить размеры поперечного сечения элемента;
- подобрать арматуру, воспринимающую кручение.

№ п/п	Действие	Расчетная формула
1	2	3
1	Вычислить площадь сечения A	$A = b \cdot h$
2	Вычислить периметр сечения u	$u = 2b + 2h$
3	Проверить необходимость учета кручения из условия образования спиральных трещин	$T_{sd} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right)$ <p>если условие выполняется, то расчет необходим, т.к. образуются диагональные трещины</p>
4	Назначить условную толщину стенки	$t = \varnothing/6$, но не более 40 мм и не более двух толщин защитного слоя бетона; \varnothing – диаметр окружности, вписанной в контур поперечного сечения элемента (в данном случае – меньший размер поперечного сечения элемента)
5	Вычислить эффективную площадь сечения A_k	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
6	Вычислить коэффициент ν	$\nu = 0,7(0,7 - f_{ck}/200)$
7	Назначить начальное значение угла θ	В первом приближении $\theta = 45^\circ$
8	Определить несущую способность $T_{Rd,1}$ по сжатому бетону диагональной полосы	$T_{Rd,1} = \frac{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta}$
9	Проверить условие прочности (9.14)	Если $T_{Rd,1} < T_{sd}$, принять $T_{Rd,1} = T_{sd}$

Окончание таблицы 9.2.

1	2	3
10	Определить значение условной расчетной толщины стенки t из решения кубического уравнения и сравнить с принятой по п. 4	$t^3 - (b + h)t^2 + (b \cdot h)t - \frac{T_{Rd,1}(\cot \theta + \tan \theta)}{2\nu \cdot f_{cd}} = 0$ <p>если рассчитанное t не дает приемлемое значение по сравнению со значением по п. 4, назначают новые размеры b и h</p>
11	Проверяют условие $t \leq A/u$. Если $t > A/u$ принять $t = A/u$ и рассчитать площадь A_k	$A_k = \frac{T_{Rd,1}(\cot \theta + \tan \theta)}{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t}$
12	Определить новые размеры сечения b и h (округляя в сторону небольшого увеличения b и h)	$A_k = (b - t)(h - t) \rightarrow$ определить новые размеры из решения уравнения
13	Вычислить площадь сечения A (при новых размерах b и h)	$A = b \cdot h$
14	Вычислить периметр сечения u	$u = 2b + 2h$
15	Вычислить толщину условной стенки t	$t = A/u$ <p>(полученное значение округлить до 1 мм)</p>
16	Вычислить новое значение A_k	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
17	Определить несущую способность $T_{Rd,1}$ по сжатому бетону наклонной полосы и проверить условие $T_{Sd} \leq T_{Rd,1}$	$T_{Rd,1} = \frac{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta}$ <p>Примечание: Для того, чтобы обеспечить выполнение условия $T_{Sd} \leq T_{Rd,1}$, кроме увеличения толщины условной стенки (в этом случае увеличивается вклад арматуры в обеспечение прочности на кручение) или увеличения площади поперечного сечения, если это не приводит к выполнению условия прочности, можно принять более высокий класс бетона и (или) изменить угол θ по п. 7.</p>
18	Принять $T_{Rd,2} = T_{Sd}$	
19	Определить отношение A_{sw}/s	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Rd,2}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$
20	Назначить шаг поперечных стержней s	$s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.2)
21	Рассчитать площадь поперечной арматуры A_{sw}	$A_{sw} = \left(\frac{T_{Rd,2}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \right) s$
22	Рассчитать длину эффективно-го периметра u_k	$u_k = 2(b - t) + 2(h - t)$
23	Рассчитать площадь продольной арматуры A_s	$A_s = \left(\frac{T_{Rd,2} u_k / 2A_k}{f_{yd}} \right) \cot \theta$

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ К ГЛАВЕ 9

Пример 1. Дано: ригель перекрытия с поперечным сечением при опорном участке, показанным на рис. 9.6а. Эпюры крутящих, изгибающих моментов и поперечных сил приведены на рис. 9.6б. Бетон класса $C^{25}/30$ ($f_{cd} = 16,7 \text{ Н/мм}^2$), продольная и поперечная арматура класса S400 ($f_{yd} = 365 \text{ Н/мм}^2$). Требуется проверить прочность ригеля при совместном действии крутящих и изгибающих моментов.

Расчет.

Так как в пределах высоты сечения ригеля имеются выступы, нижние и верхние грани которых не являются продолжением соответствующих граней элемента, расчет производят без учета этих выступов как для прямоугольного сечения, имеющего размеры: $b = 300 \text{ мм}$, $h = 800 \text{ мм}$, $d = 800 - 100 = 700 \text{ мм}$.

Площадь арматуры: $A_{s1} = 3216 \text{ мм}^2$ ($4\varnothing 32$), $A_{s2} = 1388 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 20 + 2\varnothing 22$), $a_{sw} = 201 \text{ мм}^2$ ($\varnothing 16$).

Проверку пространственного сечения производим по алгоритму, представленному в табл. 9.2.

1. Проверяем условие

$$T_{sd} \leq 0,1\alpha \cdot f_{cd} \cdot b^2 \cdot h$$

$$0,1 \cdot 0,85 \cdot 16,7 \cdot 300^2 \cdot 800 = 102,2 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} > T_{sd} = 84 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$$

2. Проверяем условие

$$T_{sd} \leq 0,5V_{sd} \cdot h = 0,5 \cdot 460000 \cdot 300 = 69 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} < T_{sd} = 84 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$$

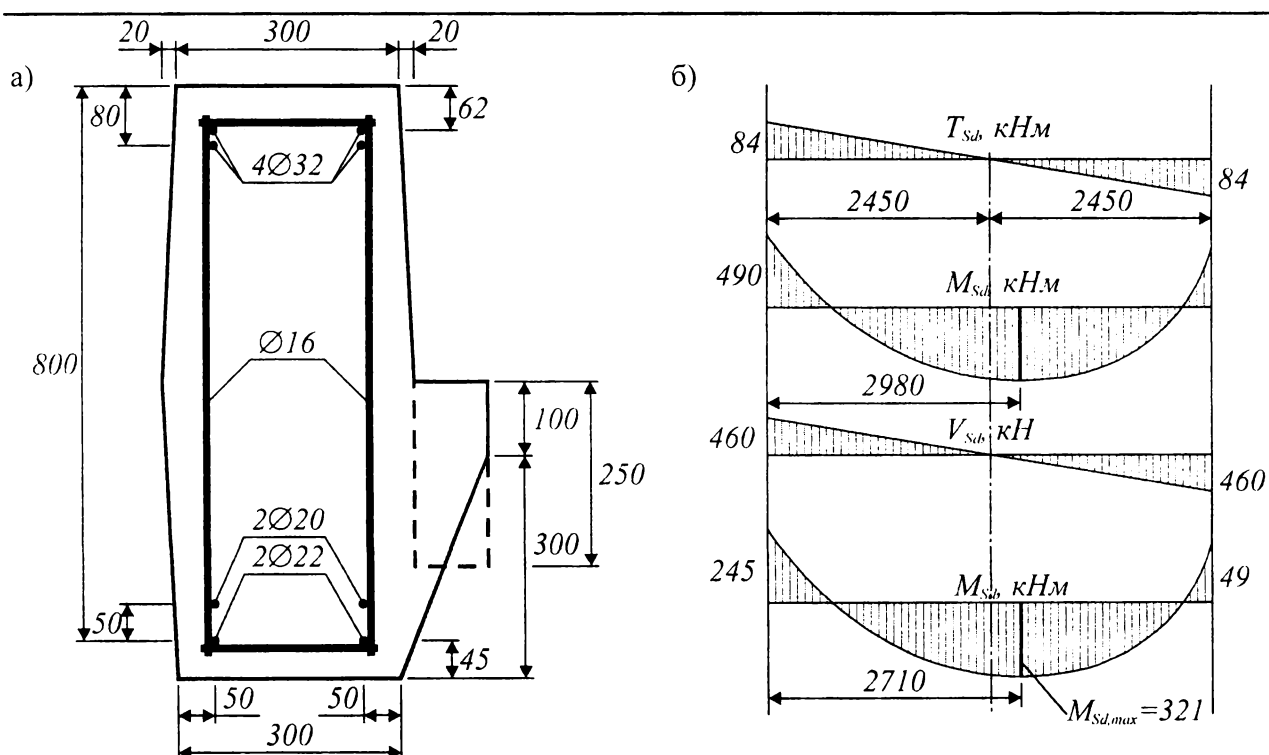


Рис. 9.6.

Поперечное сечение ригеля (а) и эпюры крутящих, изгибающих моментов и поперечных сил (б)

3. Определяем высоту сжатой зоны из уравнения:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{365 \cdot 3216 - 365 \cdot 1388}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 300} = 156,7 \text{ мм} < \xi_{lim} \cdot d.$$

Так как $x = 156,7 \text{ мм} < 2a = 2 \cdot 83 = 166 \text{ мм} < \xi_{lim} \cdot d = 0,55 \cdot 700 = 385 \text{ мм}$, коэффициент χ определяем по формуле:

$$\chi = \frac{M_{Sd}}{T_{Sd}} = \frac{490 \cdot 10^6}{84 \cdot 10^6} = 5,83; \eta_q = 1$$

4. Определяем δ по формуле

$$\delta = \frac{b}{2h + b} = \frac{300}{2 \cdot 800 + 300} = 0,158$$

5. Определяем коэффициент

$$\eta_w = \frac{f_{ydw} \cdot A_{sw} \cdot b}{f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot S} = \frac{365 \cdot 201 \cdot 300}{365 \cdot 3216 \cdot 100} = 0,1875$$

6. Определяем изгибающий момент, воспринимаемый сечением:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x(d - 0,5x) + f_{yd} \cdot A_{s2}(d - 0,5x) = \\ &= 0,85 \cdot 16,7 \cdot 300 \cdot 166(700 - 0,5 \cdot 166) + 365 \cdot 1388(700 - 0,5 \cdot 166) = \\ &= 784,74 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} \end{aligned}$$

7. Определяем значения коэффициентов $\eta_{w,min}$ и $\eta_{w,max}$:

$$\eta_{w,min} = \frac{0,5}{1 + 0,5 \frac{M_{Sd}}{\eta_w \cdot M_{Rd}}} = \frac{0,5}{1 + 0,5 \frac{490}{0,1875 \cdot 748,74}} = 0,182$$

$$\eta_{w,max} = 1,5 \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) = 1,5 \left(1 - \frac{490}{748,74} \right) = 0,518$$

8. Проверяем условие

$$\eta_{w,min} = 0,182 < \eta_w = 0,1875 < \eta_{w,max} = 0,518$$

9. Определяем коэффициент λ

$$\lambda = -\chi + \sqrt{\chi^2 + \frac{1}{\delta \cdot \eta_q}} = -5,83 + \sqrt{5,83^2 + \frac{1}{0,158 \cdot 0,1875}} = 2,4$$

10. Проверяем неравенство:

$$\begin{aligned} T_{Sd} &\leq f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_w \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + \chi} = \\ &= 365 \cdot 3216 (700 - 0,5 \cdot 166) \frac{1 + 0,1875 \cdot 0,158 \cdot 2,4^2}{1 \cdot 2,4 + 5,83} = \end{aligned}$$

$$= 102,85 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} > T_{Sd} = 84 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Прочность приопорного участка по **1-ой расчетной схеме** обеспечена. Аналогичным образом проверяется прочность пространственного сечения по 1-й расчетной схеме с серединой пространственного сечения в поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом в пролете, а также в сечении, где изгибающий и крутящий моменты близки к максимальным.

11. Проверяем прочность пространственного сечения по 3-ей расчетной схеме, принимая середину пространственного сечения в нулевой точке эпюры M . Для этого сечения:

$$T_{Sd} = \frac{84(2,45 - 1,1)}{2,45} = 46 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

12. Определяем коэффициент

$$\delta = \frac{b}{2h + b} = \frac{300}{2 \cdot 800 + 300} = 0,158$$

13. Определяем высоту сжатой зоны сечения

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} / 2}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{365 \cdot 1608}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 300} = 137,8 \text{ мм}$$

$$x = 137,8 < 2 \cdot a_s = 2 \cdot 83 = 166 \text{ мм}$$

14. Определяем коэффициент η_w :

$$\eta_w = \frac{365 \cdot 154 \cdot 300}{365 \cdot 1608 \cdot 100} = 0,287$$

Так как для расчетного сечения $M_{Sd} = 0 - \eta_{w,max} = 1,5; \eta_{w,min} = 0,5$.

Так как $\eta_{w,min} > \eta_w = 0,287$, принимаем $\eta_w = 0,5$.

15. Определяем коэффициент

$$\lambda = -0 + \sqrt{0 + \frac{1}{0,158 \cdot 0,5}} = 3,56$$

16. Проверяем условие

$$\begin{aligned} T_{Sd} &\leq f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,5x) \frac{1 + \eta_w \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + \chi} = \\ &= 365 \cdot 1608 (720 - 0,5 \cdot 166) \frac{1 + 0,5 \cdot 0,158 \cdot 3,56^2}{3,56 + 0} = \\ &= 120 \cdot 106 \text{ Н}\cdot\text{мм} > T_{Sd} = 46 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} \end{aligned}$$

Прочность по **3-ей расчетной схеме** обеспечена.

Пример 2.

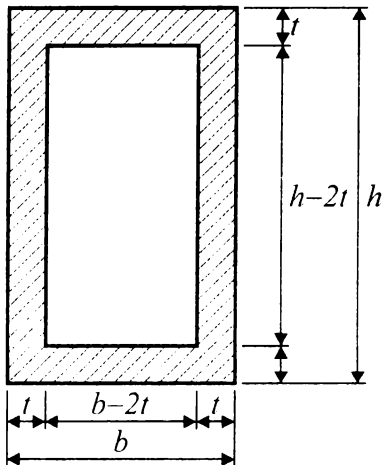


Рис. 9.7.

Дано: размеры поперечного сечения железобетонного элемента (рис. 9.7): $b = 600$ мм, $h = 800$ мм, $t = 100$ мм. Бетон класса $C^{30}/37$ ($f_{cd} = 20$ Н/мм², $f_{ctd} = 1,33$ Н/мм²). Поперечная арматура S400 ($f_{yd} = 365$ Н/мм²), продольная арматура S500 ($f_{yd} = 455$ Н/мм²). В расчетном сечении действует крутящий момент $T_{Sd} = 40 \cdot 10^6$ Н·мм, поперечная сила $V_{Sd} = 317 \cdot 10^3$ Н, изгибающий момент $M_{Sd} = 465,7 \cdot 10^6$ Н·мм (для справки).

Требуется: 1) проверить размеры поперечного сечения; 2) подобрать арматуру, воспринимающую кручение, пользуясь методом пространственной фермы.

Расчет.

1. Определяем площадь сечения $A = b \cdot h = 600 \cdot 800 = 480 \cdot 10^3$ мм².
2. Определяем периметр сечения $u = 2b + 2h = 2 \cdot 600 + 2 \cdot 800 = 2800$ мм.
3. Проверяем условие

$$T_{Sd} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right)$$

Получаем

$$\frac{1}{4} \left(\frac{20 \cdot 1,33}{20 + 1,33} \right) \left(\frac{480000^2}{2800} \right) = 26554008 \text{ Н}\cdot\text{мм} < T_{Sd} = 400 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм},$$

что означает необходимость учета кручения.

4. Предварительно принимаем $t = \varnothing/6$, но не менее 40 мм и двух толщин защитных слоев бетона. \varnothing – диаметр окружности, вписанной в контур поперечного сечения элемента (в данном случае – это меньший размер поперечного сечения элемента). Тогда

$$t = 600/6 = 100 \text{ мм, принимаем } t = 100 \text{ мм.}$$

5. Определяем площадь внутри контура

$$A_k = (b - t) \cdot (h - t) = (600 - 100) \cdot (800 - 100) = 350000 \text{ мм}^2.$$

6. Определяем коэффициент ν , учитывающий сопротивление бетона в условиях плоского напряженного состояния

$$\nu = 0,7 \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) = 0,385$$

7. Принимаем значение угла $\theta = 45^\circ$.
8. Вычисляем

$$T_{Rd1} = \frac{2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{2 \cdot 0,385 \cdot 20 \cdot 100 \cdot 350000}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} =$$

$$= 269,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > T_{Sd} = 40 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$$T_{Rd2} = T_{Sd} = 40 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

9. Определяем

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{T_{Rd2}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{40 \cdot 10^6}{2 \cdot 0,35 \cdot 10^6 \cdot 365 \cdot 1} = 0,157 \text{ мм}$$

10. При назначенном шаге $S = 100$ мм определяем A_{sw} :

$$A_{sw} = 0,157 \cdot 100 = 15,7 \text{ мм}^2.$$

11. Определяем периметр контура

$$u_k = 2(b - t) + 2(h - t) = 2(600 - 100) + 2(800 - 100) = 2400 \text{ мм}.$$

12. Площадь арматуры

$$A_s = \frac{\left(T_{Rd2} \frac{u_k}{2 A_k} \right)}{f_{yd}} \cot \theta = \frac{40 \cdot 10^6 \frac{2400}{2 \cdot 0,35 \cdot 10^6}}{450} 1 = 304,8 \text{ мм}^2.$$

13. Для коробчатого сечения проверяем условие

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rd1}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \leq 1.$$

При $V_{Rd2} = 762300$ Н получаем

$$\frac{40 \cdot 10^6}{269,5 \cdot 10^6} + \frac{317000}{762300} = 0,148 + 0,416 = 0,564 < 1.$$

Условие выполнено.

Проверяем условие прочности по сжатой бетонной полосе:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Получаем

$$\frac{28,3 \cdot 365}{200 \cdot 175} = 0,295 < 0,5 \cdot 0,55 \cdot 20 = 5,5$$

Условие выполнено.



РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Трещиностойкость железобетонных конструкций – способность железобетонной конструкции сопротивляться образованию и раскрытию трещин.

Трещиноватость бетона, или способность к образованию трещин, является характерным его свойством, отличающим его от целого ряда строительных материалов. Трещины в бетоне конструкций образуются уже в процессе формирования структуры в результате развития физико-химических процессов, происходящих при твердении цемента. Это так называемые микротрещины, возникающие в результате усадочных и температурных явлений, сопровождающих реакции гидратации портландцементного вяжущего. Такие трещины располагаются хаотично как внутри структуры бетона, так и на поверхности изделия (контракционные трещины). Микротрещины, являющиеся результатом химической усадки и температурных эффектов при твердении оказывают отрицательное влияние на эксплуатационные свойства бетона, приводят к снижению его долговечности. Вместе с тем, такие трещины практически не поддаются расчету, а ограничиваются исключительно технологическими мероприятиями на стадии проектирования составов бетонной смеси и выбора рациональных методов ее укладки в конструкцию.

Расчеты ширины раскрытия трещин в соответствии с нормами [1, 6] распространяются на ограничение следующих видов трещин:

- вызванных усилиями от расчетных нагрузок, действующих на конструкцию;
- вызванных ограничением вынужденных деформаций железобетонного элемента (температурных, усадочных – физическая усадка, вызванных осадкой опор и т.д).

Ранее было показано, что образование и раскрытие трещин в железобетонной конструкции имеет место в стадии эксплуатации железобетонного элемента. Поэтому расчеты по образованию и раскрытию трещин относятся к расчетам, гарантирующим не превышение предельных состояний второй группы, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации конструкции.

В соответствии с положениями расчета железобетонных конструкций по методу предельных состояний проверка ограниченного раскрытия трещин должна производиться из условия

$$w_k \leq w_{lim} \quad (10.1)$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая согласно табл. 10.1.

Таблица 10.1.Значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин w_{lim} , мм [1, 6]

Класс по условиям эксплуатации (табл. 3.9)	Железобетонные элементы	Предварительно напряженные элементы
	Практически постоянная комбинация нагрузок	Частая комбинация нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3		0,2 ²⁾
XA1, XA2, XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XF2	0,3	условия декомпрессии

¹⁾ Для железобетонных элементов, эксплуатирующихся в средах классов X0, XC1 ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность конструкции.

²⁾ Для этих эксплуатационных классов при действии практически постоянной комбинации нагрузок должно выполняться условие декомпрессии (погашения до нуля сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры).

Ограничение значений предельно допустимой ширины раскрытия трещин, приведенные в табл. 10.1, обусловлено, главным образом, следующими обстоятельствами.

Образование и чрезмерное раскрытие трещин, помимо того, что снижает жесткость элемента – приводит к возрастанию прогибов, вызывает неудобства эстетического восприятия, но главное оказывает существенное влияние на долговечность конструкций здания или сооружения. Наличие трещин большой ширины раскрытия создает условия, при которых развивается коррозия стальной арматуры.

Практика показывает, что при относительно равномерной коррозии на значительной поверхности арматуры образуются продукты коррозии, давление которых приводит к растрескиванию и отрыву (скалыванию) защитного слоя бетона. Еще более опасна локальная или питинговая коррозия, при которой местное уменьшение сечения арматуры происходит более интенсивно и без заметных внешних признаков, что может привести к внезапному разрыву высокопрочных стержней и проволоки. В связи с этим, при проектировании железобетонных конструкций следует исходить из требования обеспечения сохранности арматуры в течение всего срока эксплуатации здания или сооружения (без ремонта, усиления и т.д.), то есть по возможности не допускать или максимально ограничить условия, которые могут вызвать начало коррозионных процессов арматурной стали.

Трещины, облегчая доступ агрессивных агентов внешней среды к поверхности стальной арматуры, способствуют возникновению и развитию коррозионных процессов. Чаще всего наиболее глубокое поражение арматуры наблюдается в месте пересечения ее трещиной. По мере удаления от трещины степень ее поражения уменьшается. Исследования показали, что коррозия стали в аналогичной по степени агрессивности среде в сечении с трещиной в начальной фазе развивается быстрее, чем на открытой поверхности арматуры. С течением времени в узких трещинах при слабой агрессивной среде коррозия арматуры замедляется (рис. 10.1). В широких трещинах при наличии сильно агрессивной среды это затухание может иметь временный характер из-за возможного разрушения защитного слоя бетона. Опытами

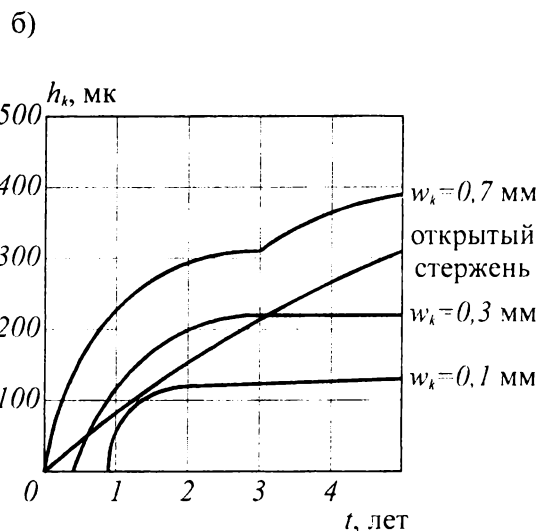
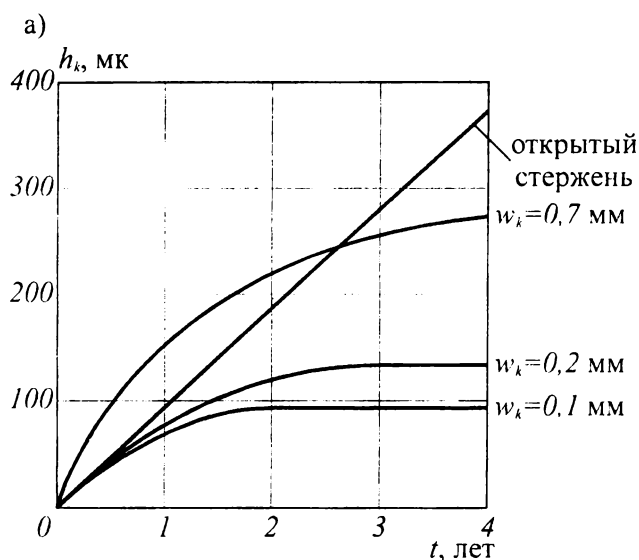


Рис. 10.1.

Зависимости между степенью повреждения арматуры (h_k , МК) и шириной раскрытия трещин (w_k) в атмосферных условиях (а) и при периодическом увлажнении (б) [24].

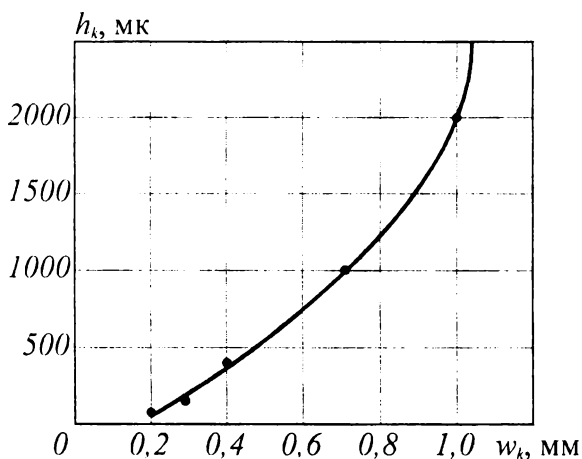


Рис. 10.2.

Влияние ширины раскрытия трещин на степень коррозионного повреждения [24]

установлено, что раскрытие трещин свыше 0,3 мм существенно ускоряет процесс коррозии в агрессивных средах (см. рис. 10.2).

В то же время, внутри отапливаемых помещений с неагрессивной средой и влажностью воздуха не более 60 % (классы Х0, ХС1 по табл. 3.9) нет оснований опасаться коррозионного повреждения арматуры даже при весьма больших трещинах. Здесь ограничение раскрытия трещин (до 0,4 мм по табл. 10.1) в большей степени связано с иными требованиями (обеспечение жесткости конструкции, условия сцепления арматуры с бетоном, эстетические требования и т.д.).

При использовании высокопрочной арматуры опасность раскрытия трещин в бетоне существенно возрастает вследствие более высоких напряжений и малых сечений стержней, особенно при использовании высокопрочной проволоки. Коррозионные повреждения такой арматуры (в частности при воздействии хлор-ионов) могут привести к внезапному обрушению конструкций, которые длительное время не показывают предрасположенности к наступлению предельного состояния.

На скорость развития коррозионных процессов влияет влажность окружающего воздуха. При сухой воздушной среде коррозия арматуры, как правило, не развивается. Не развивается обычно коррозия арматуры и в постоянно или полностью

насыщенном водой бетоне. Наиболее интенсивно коррозия арматуры развивается при относительной влажности, составляющей около $RH = 80 \%$, а при $RH \approx 100 \%$, коррозия арматуры практически останавливается. Особенно опасным является периодическое увлажнение конструкций. Классификация сред по условиям эксплуатации конструкций приведена в табл. 3.9.

10.1. Сопротивление железобетонного элемента раскрытию нормальных трещин

10.1.1. Средние деформации растянутой арматуры

В эксплуатационной стадии железобетонный элемент может находиться в одной из двух стадий напряженно-деформированного состояния (стадия I или стадия II, см. главу 6).

Стадия I (традиционно в учебно-методической литературе вводится дополнительная стадия Ia) соответствует состоянию, когда железобетонный элемент еще не имеет трещин и теория, используемая для описания напряжений и деформаций, применима для любого сечения по длине элемента.

В стадии II напряженно-деформированного состояния железобетонный элемент работает с трещинами и теория применима, как правило, для сечения с трещиной.

Граничное состояние перехода из стадии I в стадию II, когда конструкция приобретает качественно новые свойства, традиционно определяют усилия трещинообразования: продольное усилие N_{cr} или изгибающий момент M_{cr} .

Базовые уравнения для расчета образования и ширины раскрытия трещин лучше всего получать из анализа деформированного состояния железобетонного элемента, подвергнутого осевому растяжению (рис. 10.3). Такой элемент моделирует работу как центрально растянутого стержня, так и растянутой зоны изгибаемой или внецентренно нагруженной железобетонной конструкции.

Если продольное растягивающее усилие N не превышает усилия N_{cr} , соответствующего появлению трещин, напряжения и деформации рассчитывают для стадии I напряженно-деформированного состояния. В этой стадии арматура и окружающий ее бетон работают совместно и их деформации равны.

Состояние железобетонного элемента, имеющее место в момент изменения стадии напряженно-деформированного состояния при $N = N_{cr}$, показано на рис. 10.3а.

Испытания железобетонных элементов, подвергнутых осевому растяжению, показывают, что очередные незначительные приращения усилия вызывают появление новых трещин нормального отрыва. При этом появлению каждой новой трещины соответствует скачкообразный прирост длины элемента. Эта стадия традиционно называется стадией образования и развития (распространения) трещин по длине элемента. В общем случае при продольном усилии N , незначительно превышающем усилие трещинообразования N_{cr} , наблюдается стадия

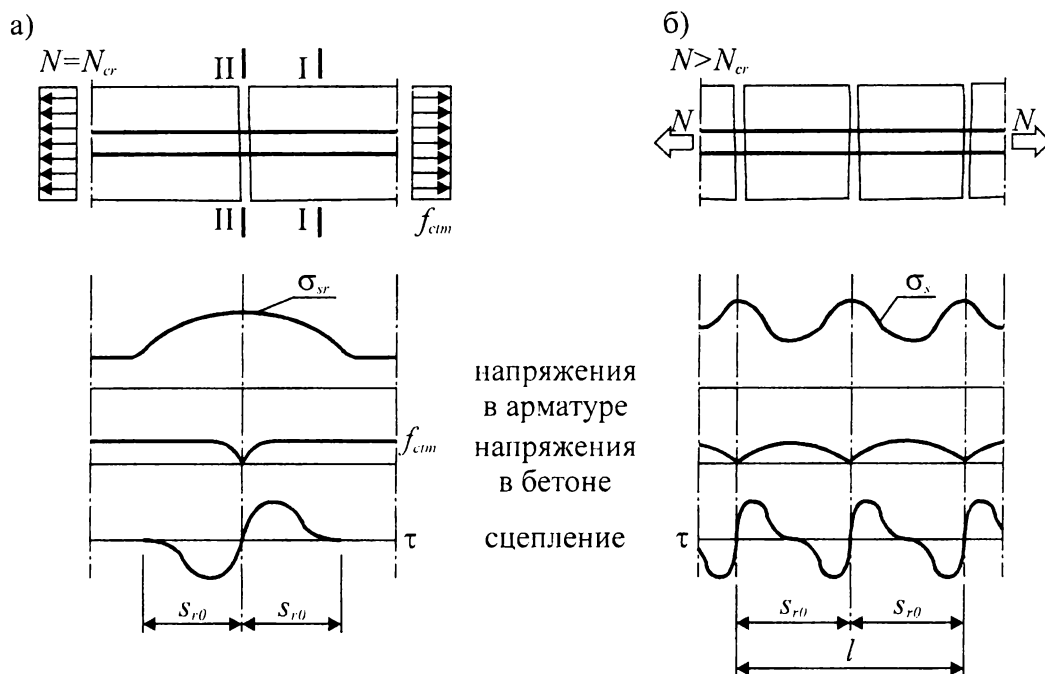


Рис. 10.3.

Распределение напряжений в арматуре и бетоне центрально растянутого элемента
 а) при $N = N_{cr}$; б) стадия стабилизировавшегося трещинообразования.

стабилизированного трещинообразования, в которой картина распределения трещин по длине элемента практически не изменяется, а дальнейший прирост осевого усилия вызывает увеличение ширины раскрытия образовавшихся трещин.

В расчетах железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии рассматривают две стадии: стадию I и стадию II при стабилизировавшемся трещинообразовании. В стадии II (рис. 10.3б) деформации и напряжения в арматуре достигают максимальных значений в сечении с трещиной. При этом в стадии II деформации арматуры не равняются деформациям окружающего бетона. Разница в удлинениях двух материалов на участке между двумя соседними трещинами равняется, очевидно, ширине раскрытия трещины на уровне арматуры. Поэтому в общем случае ширина раскрытия трещины может быть определена:

$$w_m = \int_{S_{rm}} (\varepsilon_s - \varepsilon_{ct}) dx \cong \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm}, \quad (10.2)$$

где ε_s – относительные деформации арматуры;

ε_{ct} – относительные деформации растянутого бетона;

ε_{sm} – средние деформации арматуры;

S_{rm} – среднее расстояние между трещинами.

Средние деформации железобетонного элемента в стадии II напряженно-деформированного состояния равны средним деформациям арматуры и составляют $\varepsilon = \Delta l / l$ (где Δl – приращение начальной длины для элемента с трещинами). Средняя относительная деформация элемента ε очевидно будет меньше, чем относительная деформация арматуры в сечении с трещиной $\varepsilon_s'' = N / E_s \cdot A_s$. Разность в относительных деформациях $\Delta = \varepsilon_s'' - \varepsilon$ является результатом совместной работы бетона и ар-

матуры на участках между трещинами, где бетон воспринимает часть растягивающего усилия. Величина Δ , а иногда и явление, связанное с появлением этой разности в относительных деформациях в англоязычной литературе принято называть «tension stiffening effect» (TS), что можно перевести как «эффект ужесточения элемента при растяжении». Здесь, безусловно, речь идет о повышении жесткости (уменьшение деформативности) растянутого железобетонного элемента по сравнению с жесткостью растянутых арматурных стержней, размещаемых в конструкции. Это явление без выделения специального термина было описано в свое время теорией проф. В.И. Мурошева путем введения коэффициента ψ_s [28, 29].

Геометрическая интерпретация эффекта «ужесточения при растяжении» проиллюстрирована на рис. 10.4, представляющем диаграмму, связывающую напряжения и деформации растянутой арматуры.

Как видно из диаграммы (рис. 10.4), до момента появления трещин в сечении элемента напряжения и деформации арматуры связаны линейной зависимостью, а сам железобетонный элемент работает в стадии I напряженно-деформированного состояния (линия I на рис. 10.4). При достижении усилия трещинообразования напряжения в арматуре (для сечения с трещиной) становятся равными σ_{sr}^{II} (рис. 10.4).

При возрастании усилия, приложенного к элементу, напряжения в арматуре изменяются по зависимости, описанной сплошной линией A_2-B-C , смещенной влево по отношению к прямой II, описывающей связь напряжений и деформаций арматуры для сечения с трещиной в стадии II напряженно-деформированного состояния при стабилизировавшемся положении (распределении) трещин по длине элемента. По существу, линия I описывает работу арматурного стержня для случая, если гипотетически принять допущение о том, что трещины в растянутом бетоне не образуются и арматура работает совместно с бетоном. Линия II описывает диаграмму деформирования отдельного арматурного стержня при полном отсутствии совместной работы с бетоном. Смещение сплошной кривой A_2-B-C от прямой II (рис. 10.4) и означает эффект «ужесточения при растяжении» (TS), который следует в дан-

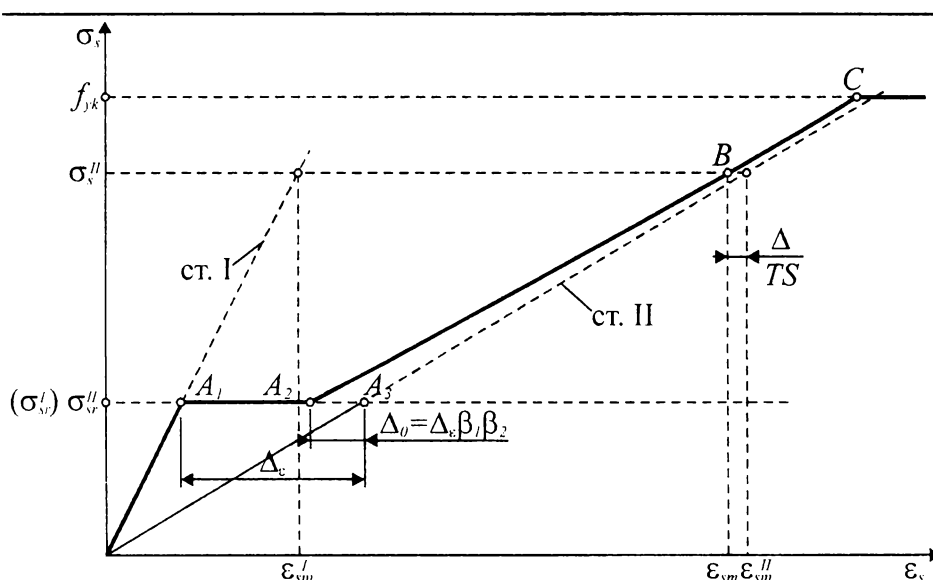


Рис. 10.4.

Диаграмма деформирования арматуры для центрально растянутого железобетонного элемента

ном случае интерпретировать как уменьшение (Δ) относительных деформаций арматуры в сечении с трещиной. Начальное значение этой разности Δ_0 , соответствующее скачкообразному изменению деформаций арматуры в сечении с трещиной при изменении стадии напряженно-деформированного состояния не равняется полному скачку деформаций Δ_ε , который следовало ожидать при образовании трещины. Начальную разность деформаций Δ_0 получают из деформаций Δ_ε путем введения корректирующих эмпирических коэффициентов, описывающих условия совместной работы арматуры и бетона на участке между трещинами:

$$\Delta_0 = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \Delta_\varepsilon. \quad (10.3)$$

Как видно из рис. 10.4, разность в относительных деформациях арматуры Δ (TS) в процессе нагружения не является величиной постоянной, а уменьшается с ростом напряжений от увеличивающегося усилия, что может быть описано зависимостью:

$$\Delta = \Delta_0 \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} = \beta_1 \cdot \beta_2 \Delta_\varepsilon \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}}. \quad (10.4)$$

Из линейной пропорции (рис. 10.4) разность в относительных деформациях Δ_ε может быть определена

$$\frac{\Delta_\varepsilon}{\varepsilon_{sm}^{II} - \varepsilon_{sm}^I} = \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \rightarrow \Delta_\varepsilon = (\varepsilon_{sm}^{II} - \varepsilon_{sm}^I) \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}}. \quad (10.5)$$

Подставляя значение Δ_ε по ф. (10.5) в зависимость (10.4), получаем текущее значение Δ :

$$\Delta = \Delta_\varepsilon (\varepsilon_{sm}^{II} - \varepsilon_{sm}^I) \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2. \quad (10.6)$$

Тогда средние относительные деформации арматуры с учетом эффекта «ужесточения при растяжении» (TS) будут равны (см. рис. 10.4)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sm}^{II} - \Delta = \varepsilon_{sm}^{II} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \right] + \varepsilon_{sm}^I \left\{ 1 - \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \right] \right\} \quad (10.7)$$

или

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sm}^{II} \cdot \xi + \varepsilon_{sm}^I (1 - \xi), \quad (10.8)$$

где

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \quad (10.9)$$

В формуле (10.7) первое слагаемое представляет собой разницу между усредненной относительной деформацией арматуры и бетона и используется для расчета ширины раскрытия трещин. Второе слагаемое – усредненная деформация бетона на

участке между трещинами. Учитывая то обстоятельство, что напряжения в растянутой арматуре пропорциональны действующему усилию (продольной силе или изгибающему моменту), отношение $\left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}}\right)$ в ф. (10.9) может быть заменено соответствующими отношениями: $\left(\frac{N_{cr}}{N_{Sd}}\right)$ – при действии осевых сил, $\left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}}\right)$ – при действии изгибающих моментов. Такая замена может быть проиллюстрирована графиком, показанным на рис. 10.5 и связывающим относительные деформации образца с продольным растягивающим усилием. Принимая, что разность между усредненными деформациями арматуры и бетона равна первому слагаемому в ф. (10.8), получаем:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right], \quad (10.10)$$

где σ_{sr} – напряжения в арматуре для сечения с трещиной, вызванные усилием трещинообразования;

σ_s – напряжения в арматуре для сечения с трещиной от расчетных усилий N_{Sd} либо M_{Sd} .

В нормативных документах по расчету железобетонных конструкций [1, 6] относительные деформации ε_{sm} принято называть «средними деформациями растянутой арматуры». Однако, как было показано выше, ε_{sm} , по существу, представляют собой разницу между усредненными деформациями бетона и арматуры. При этом усредненные деформации элемента превышают относительные деформации ε_{sm} на незначительную величину деформаций бетона, составляющую $\varepsilon'_{sm}(1 - \xi)$ (см. рис. 10.5). Из анализа представленных выше зависимостей следует, что средние деформации бетона уменьшаются после образования трещин. Имеет ли место это явление в действительности, какова роль микротрещинообразования бетона на участках между трещинами – это проблемы, требующие более детального изучения, рав-

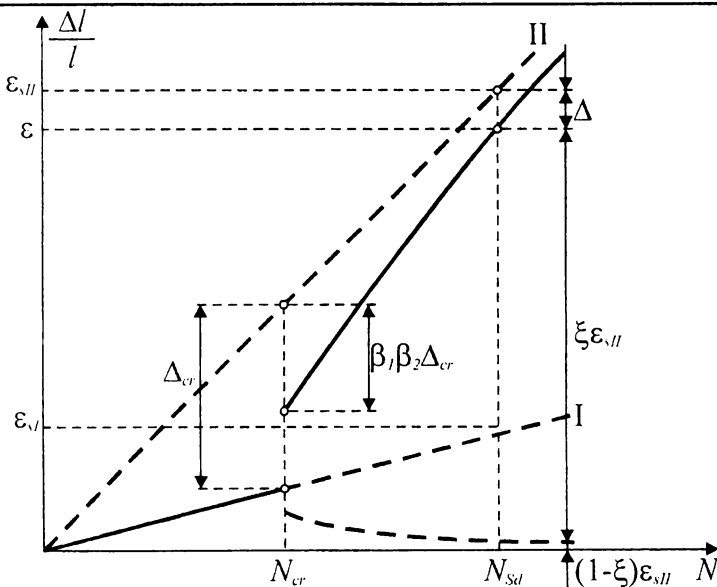


Рис. 10.5.

Зависимость между растягивающим усилием и деформацией центрально растянутого элемента

но как прочность и деформативность бетона при растяжении. Отдельные экспериментальные исследования говорят о том, что в опытах могут наблюдаться достаточно большие деформации бетона на участках между нормальными трещинами.

Изложенные положения, на которых базируются методы расчетов ширины раскрытия трещин, принятые в нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций [1, 6], обеспечивают получение достаточно осторожного результата.

10.1.2. Расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси элемента

Для определения среднего расстояния между трещинами s_{rm} (в мм) в стадии стабилизировавшегося трещинообразования используют, как правило, три базовых модели по определению ширины раскрытия трещин, приведенных на рис. 10.6.

Представленные модели не дают полностью строго вывода зависимостей для определения расстояния между нормальными трещинами.

Для определения минимального расстояния между трещинами в модели, допускающей проскальзывание арматуры в зоне активного сцепления (рис. 10.6а), используют следующую аргументацию. Длина зоны активного сцепления (передачи напряжений) s_{ro} в район первой трещины может быть определена из условий равновесия для участка, заключенного между сечениями I и II (см. рис. 10.3). Если армирование элемента представлено одиночным стержнем, имеющим диаметр \varnothing и площадь A_s , его периметр, по которому происходит сцепление с бетоном, может быть выражен $u = \frac{4A_s}{\varnothing}$.

Касательные напряжения τ , обусловленные сцеплением арматурного стержня с бетоном, действуют по поверхности стержня и уравновешены нормальными напряжениями в сечении I–I (рис. 10.2):

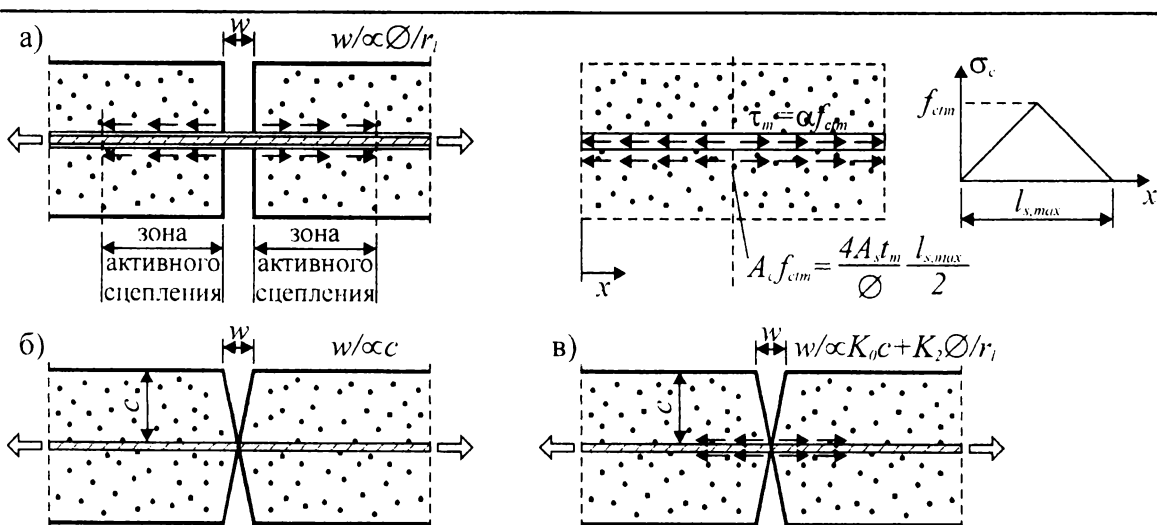


Рис. 10.6.

Расчетные модели для определения расстояния между нормальными трещинами

- а) модель, допускающая проскальзывание арматуры относительно бетона в зоне активного сцепления;
- б) модель, не допускающая проскальзывания арматуры в зоне активного сцепления;
- в) комбинированная модель.

$$\int_{s_{ro}} \frac{4A_s}{\varnothing} \tau(x) dx = f_{ctm} \cdot A_c. \quad (10.11)$$

Обозначая через τ_m средние касательные напряжения, расстояние s_{ro} получаем:

$$s_{ro} = 0,25 K_1 \frac{\varnothing}{\rho_l}, \quad (10.12)$$

где $K_1 = \frac{f_{ctm}}{\tau_m}$; $\rho_l = \frac{A_s}{A_c}$.

Средняя ширина раскрытия трещин зависит от s_{rm} в стадии стабилизировавшегося трещинообразования. Безусловно, что расстояние s_{rm} не равно s_{ro} . При увеличивающейся нагрузке появляются новые трещины, расстояние, между которыми, как следует из механизма, показанного на рис. 10.3, должно находиться в интервале между s_{ro} и $2s_{ro}$. В нормативных документах [1, 6] длина зоны активного сцепления s_{ro} и расстояние между трещинами рассматривают как аналоги, но корректируют с учетом опытных данных путем подбора соответствующих эмпирических коэффициентов. В представленной модели «активного сцепления» арматурный стержень рассматривается как одномерный элемент. Это характерно только для условий осевого растяжения элементов, имеющих равномерное распределение арматуры по всему сечению. В таких элементах, как следует из ф. (10.12), при возрастании коэффициента армирования ρ_l расстояние между трещинами стремится к нулю. Однако крайние стержни всегда имеют защитный слой, что ведет (рис. 10.7) к тому, что у грани элемента после образования «1» формируется зона релаксации напряжений в бетоне, где напряжения убывают до нуля. Трещина «2» может образоваться только вне этой зоны.

Если бы ширина раскрытия трещин и расстояние между трещинами зависели исключительно от условий сцепления арматуры с бетоном, следовало бы ожидать значительной разницы в параметрах трещинообразования элементов, армированных гладкими и рифлеными стержнями. Однако, как показывают опытные данные, столь существенной разницы не наблюдается, хотя элементы, армированные гладкой арматурой имеют, несомненно, большее расстояние между трещинами и большую ширину раскрытия трещин.



Рис. 10.7.

Зона релаксации напряжений в защитном слое бетона (а) и неравномерное распределение напряжений в бетоне (б) при рассредоточенном армировании

В соответствии с расчетной моделью, не допускающей проскальзывания арматурных стержней относительно бетона (рис. 10.6б), считается, что ширина раскрытия трещины на уровне арматуры равна нулю, а по мере приближения к грани элемента возрастает пропорционально толщине защитного слоя c . Здесь ширину раскрытия трещины связывают с деформациями бетона на участке между трещинами.

Наиболее полно описывает работу элемента с трещинами комбинированная модель, позволяющая исключить некоторые неточности и условности как первой модели, так и второй.

Расстояние между нормальными трещинами в соответствии с комбинированной моделью определяется:

$$s_{rm} = K_0 \cdot c + 0,25K_1 \frac{\varnothing}{\rho_l}, \quad (10.13)$$

где K_0 – эмпирический коэффициент;

c – толщина защитного слоя.

В несколько измененном виде, но не нарушающем физического смысла, зависимость (10.13) внесена в большинство нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций [6, 11, 14], включая СНБ 5.03.01 [1].

Необходимо подчеркнуть, что ф. (10.13) справедлива при условии равномерного распределения продольной арматуры по сечению. При этом арматурные стержни располагаются на небольших расстояниях (т.н. густоармированные конструкции). В случае неравномерного размещения арматуры по сечению распределение напряжений в бетоне после образования трещины также является неравномерным (рис. 10.7б). Это явление учитывается в расчете путем замены фактического коэффициента армирования ρ_l в ф. (10.13) эффективным коэффициентом армирования $\rho_{l,eff}$, выражающим отношение площади продольной арматуры A_s к эффективной площади окружающего растянутого бетона, взаимодействующего с арматурой в процессе деформирования.

С учетом приведенных выше допущений среднее расстояние между нормальными трещинами нормативные документы [1, 6] рекомендуют определять принимая наиболее осторожное постоянное значение $K_0 \cdot c = 50$ мм. Тогда формула (10.13) получает вид:

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{l,eff}}, \text{ мм} \quad (10.14)$$

где \varnothing – диаметр стержня (в мм) (при использовании в одном сечении стержней разных диаметров допускается принимать в ф. (10.14) их средний диаметр);

k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном
– для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$;

– для гладких стержней $k_1 = 1,6$;

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента (рис. 10.8) и принимаемый равным:

– при изгибе $k_2 = 0,5$;

– при осевом растяжении $k_2 = 1,0$;

– при внецентренном растяжении

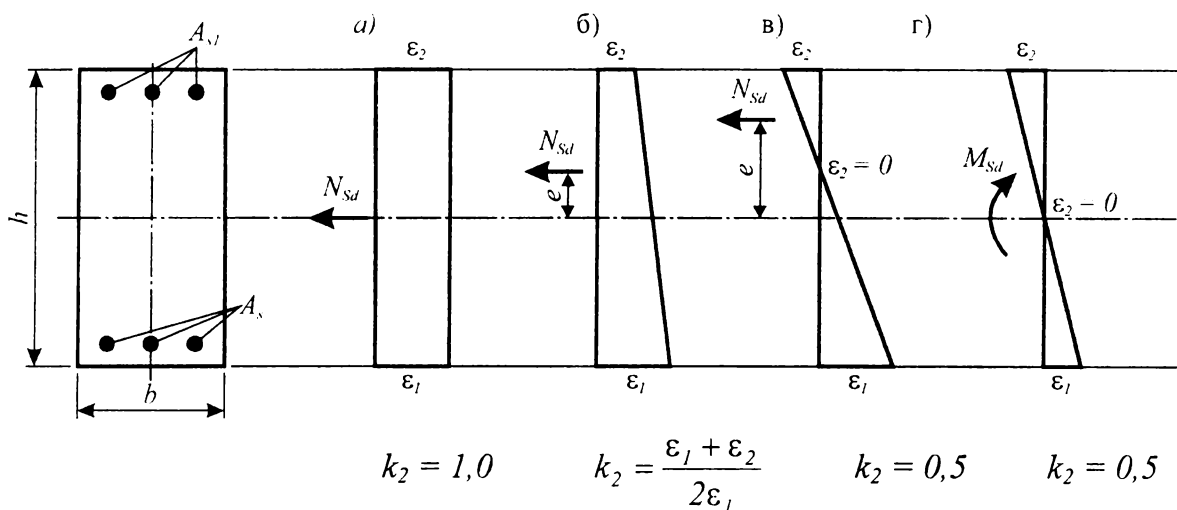


Рис. 10.8.

К определению коэффициента k_2 в формуле (10.14)

$$\text{если } \varepsilon_1 > \varepsilon_2 \quad k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \quad (10.15)$$

$$\text{если } \varepsilon_2 = 0 \quad k_2 = 0.5$$

ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

здесь A_s – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$.

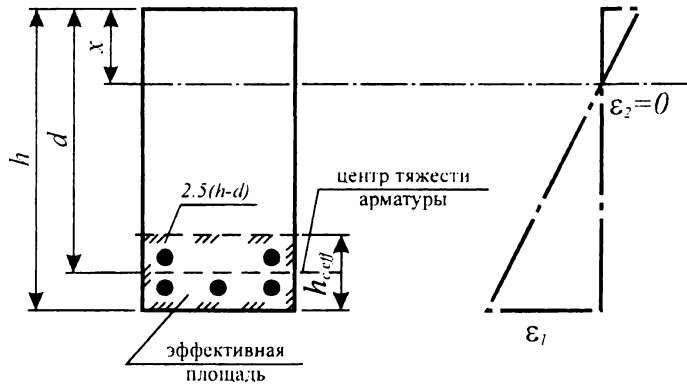
$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая в общем случае как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой грани до центра тяжести арматуры (рис. 10.9). Для плит или предварительно напряженных элементов, где высота растянутой зоны может быть незначительной, высота эффективной зоны принимается не более $(h - x)/3$.

10.1.3. Расчет ширины раскрытия нормальных трещин

При определении ширины раскрытия трещин расчетные методы, включенные в нормы по проектированию железобетонных конструкций [1, 6] базируются на предположениях и допущениях, которые можно сформулировать следующим образом:

- 1) В общем случае ширина раскрытия нормальных трещин принимается равной средним деформациям продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами.
- 2) Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разность усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении по середине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном. При этом разность усилий в арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин.

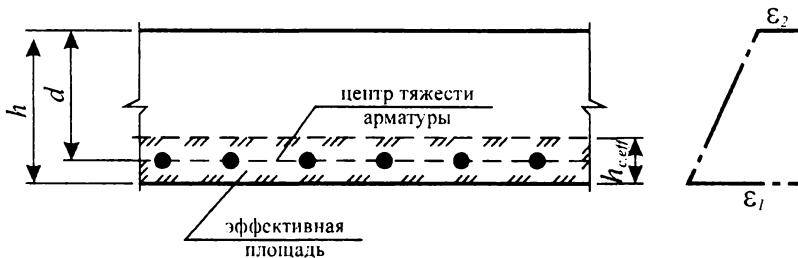
а) Балки



б) Плиты



в) Элементы, подвергнутые растяжению



$h_{c,eff}$ - меньшее из значений $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$, $h/2$

Рис. 10.9.

К определению эффективной площади растянутой зоны сечения

- 3) Деформации растянутой арматуры в нормальном сечении с трещиной определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели железобетонных конструкций (см. главу 6) по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних нагрузок.
- 4) Деформации растянутой арматуры допускается определять из упругого расчета нормального сечения с трещиной, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.
- 5) Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение деформаций растянутой арматуры в сечении с трещиной допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

С учетом принятых предпосылок расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (10.16)$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

s_{rm} – среднее расстояние между трещинами, определяемое по ф. (10.14);

ε_{sm} – средние деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

Коэффициент β в ф. (10.16) выражает, по существу, отношение максимальной ширины раскрытия трещины w_k к ее среднему значению w_m . Как показывают экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, коэффициент вариации отношения w_k/w_m изменяется незначительно и практически не зависит от напряжений в растянутой арматуре при их изменении от 150 до 400 МПа. При этом для восьмидесяти процентов испытанных элементов коэффициент вариации отношения w_k/w_m составляет от 0,3 до 0,5 при наиболее репрезентативном значении 0,4. Поэтому, принимая уровень надежности 0,95, установлено соотношение между w_k и w_m для элементов, подвергнутых действию нагрузки:

$$w_k = w_m (1 + 1,64 \cdot 0,4) = 1,66 w_m \approx 1,7 w_m = \beta \cdot w_m.$$

В связи с этим нормы по проектированию железобетонных конструкций рекомендуют значение коэффициента β , учитывающего отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней принимать равным:

$\beta = 1.7$ – при расчете ширины раскрытия нормальных трещин, образующихся от усилий, вызванных соответствующей комбинацией нагрузок, либо от усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых не превышает 800 мм;

$\beta = 1.3$ – при расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от действия усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых (высота, ширина, толщина) составляет 300 мм и менее.

Выполняя расчеты ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных ограничением вынужденных деформаций, для промежуточных размеров сечения элемента значения коэффициента β допускается определять по линейной интерполяции.

Значение средней деформации растянутой арматуры ε_{sm} в формуле (10.16) следует определять:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right], \quad (10.17)$$

где ε_s – деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемая в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия изгибающего момента и продольной силы (см. главу 6);

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией нагрузок;

σ_{sr} – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

β_1 – коэффициент, зависящий от условий сцепления арматуры с бетоном и принимаемый равным:

- для стержневой арматуры периодического профиля – 1,0;
- для гладкой стержневой арматуры – 0,5;

β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый равным:

- при действии кратковременных нагрузок – 1,0;
- при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок – 0,5.

Как было показано ранее в формуле (10.17), вместо отношения σ_{sr}/σ_s допускается принимать:

– при осевом растяжении N_{cr}/N_{Sd} ;

– при изгибе M_{cr}/M_{Sd} .

Усилия трещинообразования допускается определять по упрощенным зависимостям как для бетонного сечения по формулам:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c;$$

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_{ct};$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, принимаемая по табл. 4.3;

W_c, A_c – соответственно момент сопротивления и площадь бетонного сечения.

Расчетное продольное усилие N_{Sd} и изгибающий момент M_{Sd} следует определять для постоянной комбинации нагрузок при $\gamma_F = 1.0$ (нормативное значение).

Для элементов, трещинообразование которых вызвано действием только вынужденных деформаций, в формуле (10.17) допускается принимать $\sigma_s = \sigma_{sr}$.

Ширину раскрытия трещин для расчетных ситуаций, когда растягивающие напряжения вызваны совместным действием вынужденных деформаций и усилий от внешних нагрузок, следует определять по формуле (10.17). В этом случае к относительным деформациям арматуры, рассчитанным для сечения с трещиной от действующих усилий, вызванных нагрузкой, следует суммировать вынужденные относительные деформации.

Для изгибаемых элементов с большим расстоянием между продольными стержнями при расчете ширины раскрытия трещин можно принимать $S_{r,max} = 1,3(h-x)$, где h – полная высота сечения, а x – высота сжатой зоны.

В соответствии с положениями норм по проектированию железобетонных конструкций [1, 6] ширину раскрытия нормальных трещин изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных стержнями периодического профиля класса S500, допускается проверять по упрощенной методике из условия, что $w_k \leq w_{lim}$, если максимальный диаметр стержней продольной арматуры не превышает \varnothing_{max} из табл. 10.2, т.е.

$$\varnothing \leq \varnothing_{max}. \quad (10.18)$$

Таблица 10.2.

Максимальные диаметры стержней растянутой арматуры при использовании упрощенного метода проверки ширины раскрытия трещин в изгибаемых элементах согласно [1, 6]

Напряжения σ_s (Н/мм ²) в растянутой арматуре	Максимальный диаметр растянутого стержня \varnothing_{max} (мм) ¹⁾			
	Коэффициент армирования $\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d}$ (%)			
	0,25	0,50	0,75	1,00
150	32	32	32	32
175	25	32	32	32
200	18	22	32	32
250	16	22	32	32
275	10	16	22	32
300	8	14	20	28
325	6	12	18	24
350	6	10	16	20
375	5	10	14	18
400	5	8	12	15

¹⁾ Упрощенная проверка касается только случаев $w_{lim} = 0,3$ мм

Табл. 10.2 составлена для случаев, когда отношение рабочей высоты к полной высоте сечения d/h находится в интервале от 0,85 до 0,95. Максимальный диаметр стержней зависит от коэффициента продольного армирования ρ_l и напряжений σ_s в растянутой арматуре в сечении с трещиной, которые определяют по упрощенной формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{z \cdot A_{s1}}, \quad (10.19)$$

где M_{Sd} – изгибающий момент от расчетной комбинации длительнодействующих нагрузок, определенных при $\gamma_F = 1,0$;

z – плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для II стадии напряженно-деформированного состояния, определяемое:

$$\begin{aligned} z &= 0,90d \text{ при } \rho_l \leq 0,5 \% ; \\ z &= 0,85d \text{ при } 0,5 \% \leq \rho_l \leq 1,0 \% ; \\ z &= 0,80d \text{ при } \rho_l \geq 1,0 \% . \end{aligned}$$

Если проектируемый элемент не удовлетворяет условиям табл. 10.2, либо если максимальный диаметр растянутой арматуры превышает значения, приведенные в табл. 10.2, необходимо провести расчетную проверку ширины раскрытия трещин по ф. (10.16).

10.1.4. Минимальная площадь армирования с позиций ограничения ширины раскрытия трещин

Проверку ширины раскрытия трещин в соответствии с методами, изложенными выше (см. п. 10.1.3), выполняют в т.н. критических сечениях, в которых действуют максимальные растягивающие усилия, вызванные внешними нагрузками или,

по определению норм [1, 6], «прямыми воздействиями». Ограничение ширины раскрытия трещин в других сечениях, а именно в тех частях конструкции, в которых растягивающие усилия являются результатом не прямых или косвенных воздействий, обеспечивается установкой минимального количества продольного армирования.

В качестве не прямых или косвенных воздействий рассматривают усилия, возникающие при ограничении вынужденных деформаций элементов конструкции: при усадке бетона, изменении температуры (в частности и изменения температуры бетона, вызванные твердением портландцементного вяжущего), неравномерной осадкой опор и т.д. В элементах, не имеющих свободы перемещений, вынужденные деформации приводят к самоуравновешенным внутренним усилиям.

Требования, касающиеся минимального коэффициента армирования, следует применять прежде всего при проектировании тех сечений, в которых установка расчетного армирования от прямых воздействий не требуется.

Для определения требуемого количества арматуры, воспринимающей усилия от вынужденных деформаций, следовало бы решить сложную, зависящую от фактора времени, задачу, учитывающую распределение температурно-усадочных деформаций, и рассчитать внутренние усилия, возникающие в материале, свойства которого также изменяется во времени.

Эта проблема является предметом многих научных работ, результаты которых следует использовать в случае расчета очень ответственных конструкций.

Нормы по расчету железобетонных конструкций [1, 6] предлагают упрощенный подход к решению этой сложной проблемы. Минимальное количество арматуры, необходимое для восприятия усилий от вынужденных деформаций, определяют по формуле:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}. \quad (10.20)$$

В формуле (10.20) A_{ct} означает площадь сечения бетона растянутой зоны непосредственно перед появлением трещин. При этом высота растянутой зоны рассчитывается для элемента без трещин, работающего в стадии I напряженно-деформированного состояния.

Безразмерный коэффициент k_c подбирают таким образом, чтобы произведение $k \cdot f_{ct,eff}$, выражающее напряжения в бетоне, умноженное на площадь растянутого бетона $k_c \cdot A_{ct}$, равнялся бы усилию в растянутой арматуре непосредственно после образования трещины. Напряжения $f_{ct,eff}$, называемые эффективной прочностью бетона при растяжении, соответствуют прочности, которую имеет бетон к моменту времени, когда ожидается появление трещины. Коэффициент k введен для учета влияния самоуравновешенных нелинейно распределенных напряжений, появляющихся в результате неравномерного развития усадочных деформаций и нелинейного распределения температур по сечению конструкции.

Формула (10.20) является упрощенной формой зависимости между усилием $\sigma_s \cdot A_s$, появляющимся в растянутой арматуре при переходе из стадии I в стадию II, и эффективной прочностью бетона при растяжении $f_{ct,eff}$ к моменту появления трещины.

При осевом растяжении $A_{ct} = A_c$ и $k_c = 1,0$. Тогда ф. (10.20) получает вид:

$$\sigma_s \cdot A_s = k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (10.21)$$

где A_{ct} , A_s – соответственно площадь сечения бетона и сечения арматуры.

В случае чистого изгиба перед образованием трещины площадь A_{ct} равняется примерно $0,5A_c$, а плечо внутренней пары сил – около $z = 0,667h$. После образования трещины $z \approx 0,9d$ или около $0,81h$ (рис. 10.10). Тогда

$$0,81h \cdot A_s \cdot \sigma_s = 0,5 \cdot 0,667 \cdot A_{ct} \cdot h \cdot k f_{ct,eff} \quad (10.22)$$

Получаем

$$A_s = 0,411 \frac{k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (10.23)$$

Из ф. (10.23) видно, что коэффициент k_c для случая изгиба равен $k_c \approx 0,4$.

При действии растягивающих и сжимающих вынужденных усилий значения A_{ct} и k_c определяют аналогично, рассматривая распределения внутренних усилий до и после появления трещины. Принимается, что усилия, развивающиеся в растянутой зоне сечения непосредственно перед переходом из стадии I в стадию II напряженно-деформированного состояния, должны быть восприняты арматурой после образования трещины. Это не означает, однако, того, что после образования трещины усилие в растянутой арматуре равняется усилию в бетоне перед образованием трещины, т.к. в общем случае изменяется величина усилия при изменении плеча внутренней пары сил, как это было показано для случая чистого изгиба.

Ширина раскрытия трещины от вынужденных усилий зависит от напряжений в арматуре σ_s . Если напряжения в арматуре не превышают f_{yk} , можно считать, что имеет место контролируемое трещинообразование, однако ширина раскрытия трещины может превышать $0,4$ мм (это можно проверить, принимая в ф. (10.17) $\sigma_s = \sigma_{sr} = f_{yk}$). При меньших напряжениях σ_s можно получить ширину раскрытия трещины, не превышающую предельно допустимого значения по табл. 10.1. Таким образом, задавшись предельно допустимой шириной раскрытия трещины w_{lim} по ф. (10.16) при $\sigma_s = \sigma_{sr}$, рассчитывают допустимые напряжения в продольной арматуре, а по ф. (10.20) – требуемую минимальную площадь армирования.

Вместе с тем, несмотря на кажущуюся простоту расчетной процедуры, возникает проблема определения значения коэффициента k и эффективной прочности бетона при растяжении $f_{ct,eff}$, от которых в значительной степени зависит результат расчета. Нормы [1, 6] рекомендуют принимать эффективную прочность бетона $f_{ct,eff}$ при расчете на усадочные деформации равной прочности бетона в возрасте от 3 до 5 суток. Когда время появления трещин не может быть установлено достоверно,

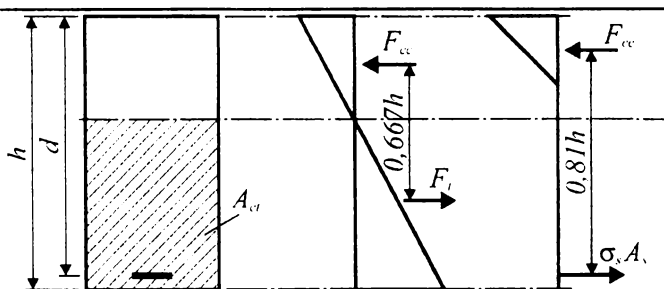


Рис. 10.10.

К определению коэффициента k_c для случая чистого изгиба

допускается принимать $f_{ct,eff} = 3 \text{ Н/мм}^2$. При расчете минимального армирования для случая, когда вынужденные деформации вызваны осадкой опор, допускается принимать $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (где f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, определенная по табл. 4.3). Для этого случая значение k принимается равным 1. В случае, если вынужденные деформации вызваны усадочными явлениями, значение коэффициента k следует принимать всегда меньше 1 в силу неравномерного распределения усадочных напряжений по сечению элемента.

10.2. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

Расчетную ширину w_k трещин, наклонных к продольной оси элемента, нормы [1, 6] рекомендуют определять по формуле (10.16) с заменой S_r на $S_{r,max}$, рассчитанной по формуле (10.24).

Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образующиеся трещины наклонены под углом к продольной оси элемента (направлению продольного армирования), и угол наклона $\theta > 15^\circ$, среднее расстояние между наклонными трещинами $S_{r,max}$ следует определять по формуле

$$S_{r,max} = \frac{l}{\frac{\sin \theta}{S_{r,max,x}} + \frac{\cos \theta}{S_{r,max,y}}}, \quad (10.24)$$

где $S_{r,max,x}$ – средний шаг трещин в направлении, параллельном продольной оси;
 $S_{r,max,y}$ – средний шаг трещин в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента;
 θ – угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений.
 Значение θ принимается из расчета прочности наклонных сечений.

Расстояния $S_{r,max,x}$ и $S_{r,max,y}$ (рис. 10.11) определяют в соответствии с рекомендациями [1, 17] по формулам:

$$S_{r,max,x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25 K_l \frac{\varnothing_{bx}}{\rho_{lx}}, \quad (10.25)$$

$$S_{r,max,y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0,25 K_l \frac{\varnothing_{sw}}{\rho_{sw}}, \quad (10.26)$$

где $\varnothing_b, \varnothing_{sw}$ – соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;
 C_x, C_y – расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры (рис. 10.11) от ц.т. сечения.

Средние значения главных растягивающих относительных деформаций для железобетонного элемента с диагональными трещинами, используемые в ф. (10.16), вместо относительных деформаций ε_{sm} определяют из расчета с использованием общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил (см. главу 7).

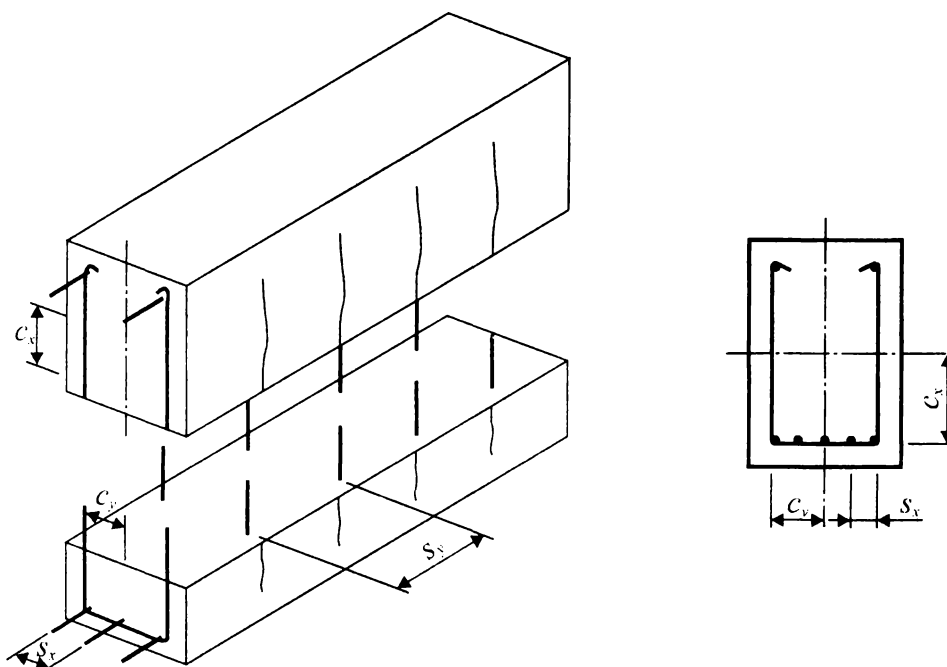


Рис. 10.11.

К определению расчетных параметров при вычислении расстояния между наклонными трещинами согласно [1, 17]

Нормы по проектированию железобетонных конструкций [1, 6, 7] допускают, кроме того, упрощенный расчет исходя из ограничения чрезмерного раскрытия наклонных трещин. В соответствии с принятым подходом устанавливают максимальный шаг поперечных стержней, при котором для заданных усилий и коэффициента поперечного армирования не будут превышены требования по ограничению ширины раскрытия наклонных трещин. Максимальный шаг поперечных стержней (табл. 10.3) принимают в зависимости от величины приведенных напряжений в поперечной арматуре (хомутах):

$$\sigma_{sw,n} = \frac{V_{Sd} - 3V_{Rd,ct}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d}, \quad (10.27)$$

где $V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования (см. главу 7);

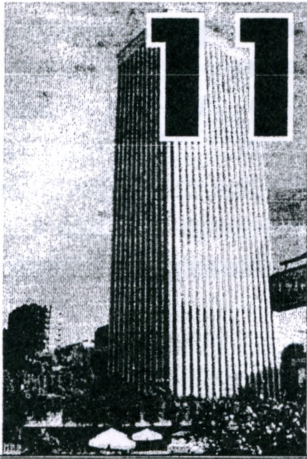
ρ_w – коэффициент поперечного армирования;

b_w, d – минимальная ширина и рабочая высота сечения.

Таблица 10.3.

Максимальный шаг поперечных стержней, обеспечивающий ограничение ширины раскрытия наклонных трещин [6]

Приведенные напряжения в поперечной арматуре $\sigma_{sw,n}$, Н/мм ²	< 50	75	100	150	200
Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} , мм	300	200	150	100	50



РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

В соответствии с требованиями расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы проверку по деформациям следует производить из условия:

$$a_k \leq a_{lim}$$

где a_k – расчетный прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение), установленный нормативными документами [1, 3, 6].

11.1. Предельно допустимые прогибы

Ограничение прогибов железобетонных конструкций связано с необходимостью обеспечения условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений, в которых эти конструкции использованы. Предельно допустимые прогибы устанавливаются исходя из следующих требований:

- а) технологических (условия нормальной работы кранов, технологических установок, машин и т.п.);
- б) конструктивных (влияние соседних элементов, ограничивающих деформации, необходимость выдерживания заданных уклонов и т.п.);
- в) эстетических (впечатление людей о пригодности конструкции);
- г) физиологических (неприятные ощущения при колебаниях конструкции).

Так, например, нормативные документы [1, 3, 6] достаточно жестко ограничивают прогибы подкрановых балок. Это связано с тем, что как показывают экспериментальные исследования, при больших прогибах ухудшается самочувствие крановщиков при движении кранов, особенно с большими скоростями.

Исходя из технологических соображений расстояние (зазор) между нижней поверхностью прогнутых элементов покрытия и верхней точкой мостового крана должно быть не менее 100 мм.

В технической литературе рассмотрен целый ряд примеров повреждений, а иногда и разрушения, перегородок в результате чрезмерного прогиба расположенных под ними несущих изгибаемых элементов. В данном случае ограничение прогибов связывают с конструктивными требованиями.

О необходимости ограничения прогибов по эстетическим соображениям свидетельствует опыт эксплуатации жилых и производственных зданий. Так, согласно [24], известны случаи, когда производили усиление железобетонных плит перекрытий только из-за беспокойства жильцов.

При ограничении прогибов по конструктивным или технологическим требованиям их проверку производят на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а при ограничении по эстетическим соображениям – на действие постоянных и длительных нагрузок.

Величины допустимых прогибов, установленные нормами [1, 3], приведены в табл. 11.1.

Таблица 11.1.

Предельно допустимые прогибы согласно [1, 2, 3]

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
1. Подкрановые балки при кранах:	
ручных	$l/500$
электрических	$l/600$
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в п. 4) при пролетах, м:	
$l < 6$	$l/200$
$6 \leq l \leq 7,5$	3 см
$l > 7,5$	$l/250$
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах, м:	
$l < 5$	$l/200$
$5 \leq l \leq 10$	2,5 см
$l > 10$	$l/400$
4. Элементы покрытий сельскохозяйственных зданий производственного назначения при пролетах, м:	
$l < 6$	$l/150$
$6 \leq l \leq 7,5$	4 см
$l > 7,5$	$l/250$
5. Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м:	
$l < 6$	$l/200$
$6 \leq l \leq 7,5$	3 см
$l > 7,5$	$l/250$

Обозначения, принятые в табл. 11.1: l – пролет балок или плит; для консолей принимается значение l , равное удвоенному вылету консоли.

Примечание. Предельно допустимые прогибы по п. 1 и 5 обусловлены технологическими и конструктивными требованиями, по п. 2–4 – только эстетическими.

11.2. Расчетные модели для определения прогибов

Точные методы определения прогибов железобетонных конструкций требуют учета в расчетах многих параметров, влияющих на деформации и напряжения в бетоне и арматуре, что в конечном итоге влияет на величину кривизны элемента при нагружении. Эти параметры зависят не только от уровня нагружения и свойств материалов, наличия или отсутствия трещин, а также от длительности действия нагрузки и способа ее приложения.

В соответствии с положениями линейной теории упругости кривизна элемента, претерпевающего деформирование под действием изгибающего момента, может быть определена:

$$\varphi = \frac{l}{r} = \frac{M_{Sd}}{B}, \quad (11.1)$$

где r – радиус кривизны деформированного элемента;

B – изгибная жесткость элемента.

В результате образования трещин в сечении железобетонного элемента происходит перераспределение напряжений в растянутой арматуре, что приводит к возрастанию кривизны, изменению жесткости элемента на участке между трещинами.

Действие перечисленных факторов до настоящего времени не описано однозначно в какой бы то ни было единой методике определения прогибов элементов с трещинами. В связи с этим существует ряд расчетных моделей, используемых для определения прогибов (рис. 11.1).

На рис. 11.1а представлена наиболее простая линейная зависимость между изгибающим моментом и кривизной. Эта модель применима при расчете сечений железобетонных элементов, работающих без трещин (в стадии I напряженно-деформированного состояния) при действии кратковременной (прямая ①) и длительно-действующей нагрузки (прямая ②).

Двухфазовая модель (рис. 11.1б), базирующаяся на работах проф. В.И. Мурашева [28, 29], позволяет рассчитывать прогибы железобетонных элементов, работающих с трещинами и использована в нормах [21, 2, 6, 11, 14]. Зависимость между изгибающим моментом и кривизной представлена ломаной линией, состоящей из линейного участка (линия ① в стадии I напряженно-деформированного состояния)

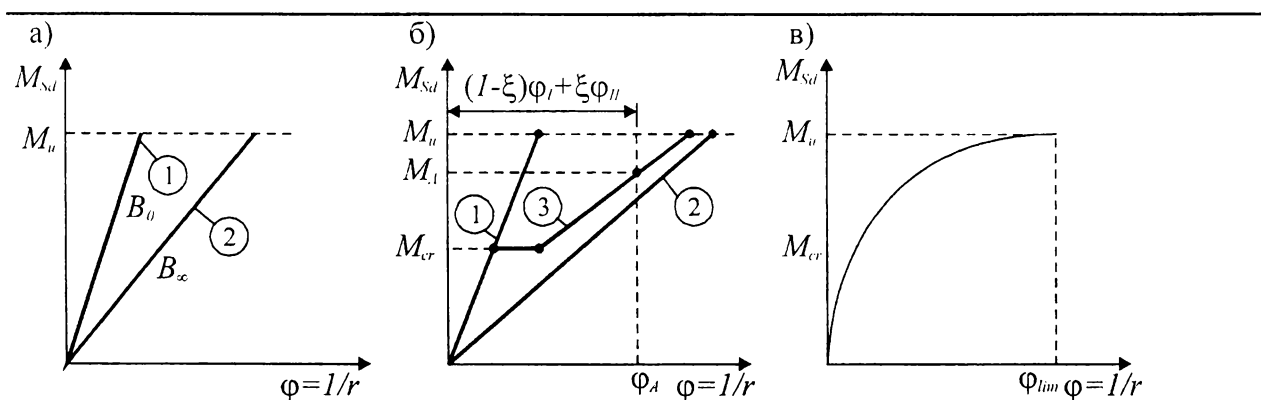


Рис. 11.1.

Некоторые из расчетных моделей, применяемых для определения прогибов [40]:

а) линейно-упругая модель; б) двухфазовая модель проф. В.И. Мурашева [28, 29]; в) нелинейная модель.

и ломаной ③ (после образования трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния). Кривая ③ (рис. 11.1б) смещена влево по отношению к прямой ②, представляющей изменение кривизны элемента для сечения с трещиной в стадии II напряженно-деформированного состояния.

Мерой смещения является коэффициент ξ , выражающий эффект совместной работы арматуры и бетона на участке между трещинами (см. главу 10, англ. *tension stiffening effect* – эффект «ужесточения при растяжении»).

Другую концепцию (рис. 11.1в) представляет экспериментально-теоретическая модель [39], в которой принята непрерывная зависимость между изгибающим моментом и кривизной вплоть до достижения предельного момента M_u . Изменение жесткости элемента в зависимости от величины изгибающего момента в этой модели описано зависимостью:

$$B = B_0 \left(1 - k_e \frac{M_i}{M_u} \right), \quad (11.2)$$

где B_0 – начальное значение изгибной жесткости элемента;

M_i – текущее значение изгибающего момента;

M_u – предельный изгибающий момент;

k_e – опытный коэффициент.

Зависимость () может быть представлена также в виде [39]:

$$B = B_0 \left[1 - \left(\frac{M_i}{M_u} \right)^{k_e} \right]. \quad (11.3)$$

11.3. Прогибы железобетонных элементов, работающих без трещин

Расчет прогибов железобетонных элементов, работающих без трещин, производят в соответствии с линейно-упругой моделью (рис. 11.2). Прогибы железобетонного элемента $a(x)$ в стадии I напряженно-деформированного состояния могут быть определены с использованием кривизны φ_x , которая из уравнений изогнутой оси в общем случае равна:

$$\varphi_x = -\frac{d^2 a}{dx^2} = \frac{M_{sd}(x)}{EJ(x)}, \quad (11.4)$$

где $EJ(x)$ – изгибная жесткость сечения (x) по длине элемента.

Если по длине элемента изгибная жесткость не изменяется ($EJ(x) = const$, рис. 11.2), прогиб из ф. (11.4) может быть определен:

$$a = \int_l \left[\int_l \frac{M_{sd}(x)}{EJ(x)} dx \right] dx + C \cdot x + D, \quad (11.5)$$

где C, D – постоянные интегрирования, зависящие от граничных условий и способа нагружения.

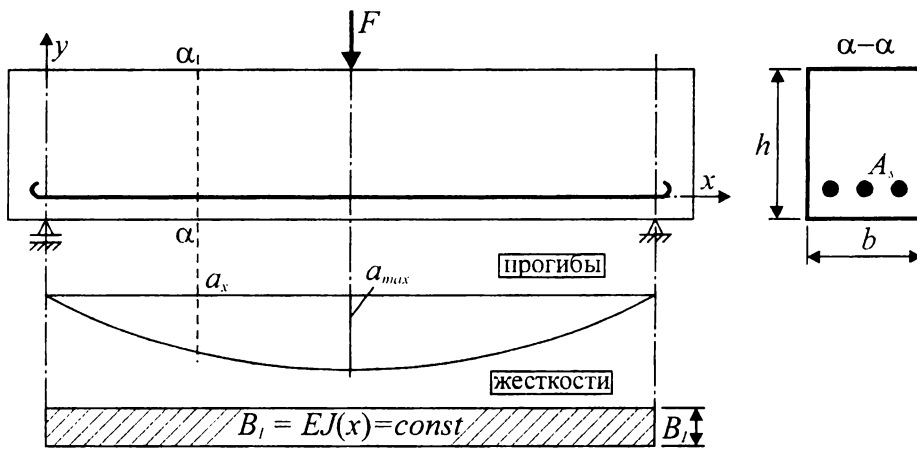


Рис. 11.2.

К определению прогибов железобетонного элемента, работающего без трещин [40]

В соответствии с правилами строительной механики уравнение (11.5) для определения прогиба может быть записано в виде:

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_{(x)} dx \quad (11.6)$$

или

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}_x \frac{M_{Sd(x)}}{B_{x,m}} dx, \quad (11.7)$$

где \overline{M}_x – изгибающий момент в сечении «x» от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяют прогиб;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{(x)}$ – кривизна элемента в сечении «x» от расчетной комбинации внешних

нагрузок, при которой определяется прогиб;

$M_{Sd(x)}$ – изгибающий момент в сечении «x» от расчетной комбинации внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_{x,m}$ – изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении «x».

Для наиболее характерных расчетных схем железобетонных элементов и способов (видов) нагружения, применяемых в практике проектирования максимальный прогиб может быть определен по формуле:

$$a_{max} = \alpha_k \frac{M_{Sd} \cdot l_{eff}^2}{B} \quad (11.8a)$$

либо

$$a_{max} = \alpha_k \left(\frac{1}{r} \right)_{eff} l_{eff}^2, \quad (11.8b)$$

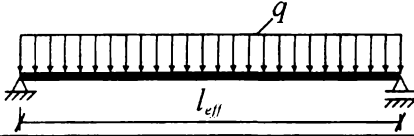
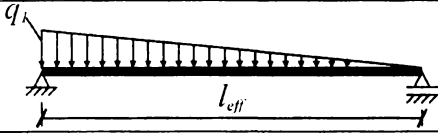
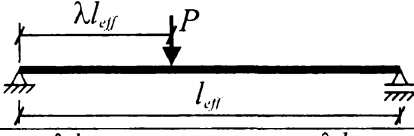
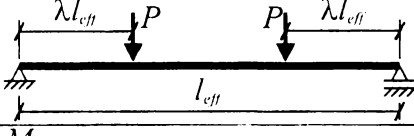
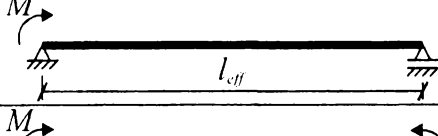
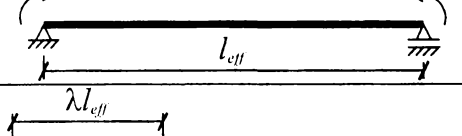
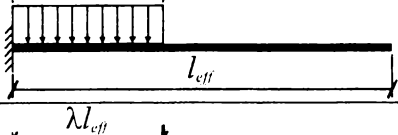
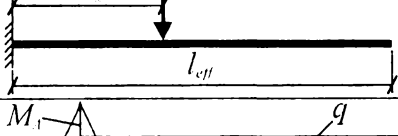
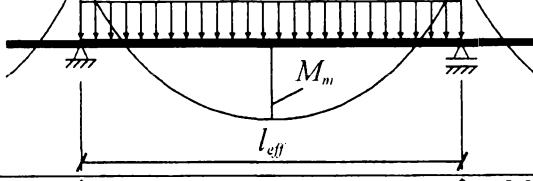
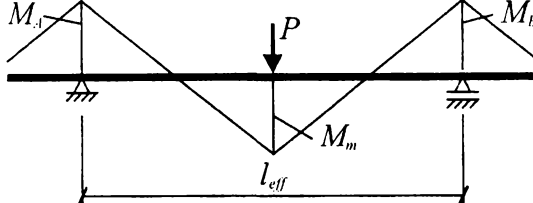
где B – изгибная жесткость железобетонного элемента, соответствующая изгибающему моменту M_{Sd} ;

l_{eff} – эффективный (расчетный) пролет элемента.

Коэффициент α_k в ф. (11.8) представляет собой постоянную интегрирования, зависящую от условий закрепления и нагружения элемента. Значения этого коэффициента для практических проектных случаев приведены в табл. 11.2.

Таблица 11.2.

Величина коэффициента α_k для определения прогибов изгибаемых элементов [40]

№	Схема нагружения	Коэффициент α_k
1		$5/48$
2		$0,102$
3		$\frac{3-4\lambda^2}{48(1-\lambda)}$; при $\lambda = 0,5$ $\alpha_k = 1/12$
4		$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
5		$0,0625$
6		$1/8$
7		$\frac{\lambda(3-\lambda)}{12}$; при $\lambda = 1$ $\alpha_k = 1/4$
8		$\frac{\lambda(3-\lambda)}{6}$; при $\lambda = 1$ $\alpha_k = 1/3$
9		$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$
10		$\frac{1}{12} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

Жесткость железобетонного элемента, работающего без трещин, выражается в зависимости от длительности действия нагрузки и момента инерции сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния:

– при длительно действующих нагрузках

$$B_{\infty} = E_{c,eff} \cdot J_I; \quad (11.9)$$

– при кратковременных нагрузках

$$B_0 = E_{cm} \cdot J_I, \quad (11.10)$$

где $E_{c,eff}$ – так называемый эффективный модуль упругости, определяемый с учетом ползучести бетона по формуле:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}; \quad (11.11)$$

E_{cm} – средний модуль упругости бетона

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона.

При расчете прогибов от длительно действующих нагрузок в ф. (11.11) при вычислении эффективного модуля упругости бетона допускается принимать предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$, определяемое по методике, изложенной в главе 4.

В соответствии с требованиями норм [1, 6] при расчете прогибов необходимо учитывать влияние усадочных деформаций бетона на величину кривизны железобетонного элемента. При этом принято, что дополнительная кривизна связана с ограничением усадочных деформаций продольной арматуры элемента. Кривизну железобетонного элемента, работающего без трещин, с учетом усадочных деформаций определяют по формуле:

$$\varphi = \frac{M_{Sd} - \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_s \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot J_I}, \quad (11.12)$$

где $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – относительная деформация свободной усадки к моменту времени t ; допускается принимать предельное значение деформации усадки $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$;

S_{Is} – статический момент продольной арматуры относительно ц.т. сечения, определяемый по формуле:

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2, \quad (11.13)$$

здесь z_1 и z_2 – расстояния от центров тяжести площадей арматуры A_{s1} и A_{s2} до центра тяжести сечения рассчитываемого элемента.

11.4. Прогибы железобетонных элементов, работающих с трещинами

Для определения прогибов железобетонных элементов, работающих с трещинами, используют общие зависимости (11.16), (11.17). При этом в расчете необходимо учитывать кривизну элемента или его жесткость при наличии в растянутой зоне трещин. В связи с этим задача несколько усложняется.

11.4.1. Определение кривизны железобетонного элемента, работающего с трещинами

Как было показано выше, в элементе, работающем с трещинами, изгибная жесткость изменяется по длине элемента, при этом ощутимое отличие может наблюдаться даже в соседних сечениях. Изменение изгибной жесткости B_{II} по длине железобетонного элемента, работающего с трещинами, схематично показано на рис. 11.3.

Учет в уравнении (11.7) фактической функции изменения жесткости по длине пролета элемента существенно усложняет расчет прогибов. В инженерных расчетах прибегают к определенным упрощениям, которые основываются главным образом на усреднении жесткости сечений на участке между трещинами и жесткости в сечениях, проходящих через трещину (штриховая линия на рис. 11.3). Еще большим упрощением является усреднение жесткости по длине элемента. При определении кривизны железобетонного элемента, работающего с трещинами используется двухфазовая расчетная модель проф. В.И. Мурашева, схематически показанная на рис. 11.1б.

Для получения исходного выражения кривизны рассмотрим участок железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне (рис. 11.4). Тогда $\Delta l_c = \epsilon_{cm} \cdot S_{rm}/2$ – укорочение бетона в крайнем сжатом волокне сжатой зоны на длине участка $S_{rm}/2$, а $\Delta l_s = \epsilon_{sm} \cdot S_{rm}/2$ – удлинение растянутой арматуры на том же участке $S_{rm}/2$ (ϵ_{cm} и ϵ_{sm} – средние относительные деформации соответственно крайнего сжатого волокна бетона и растянутой арматуры).

Из подобия треугольников ABC и DOF, принимая во внимание разные знаки деформаций удлинения и укорочения, получаем:

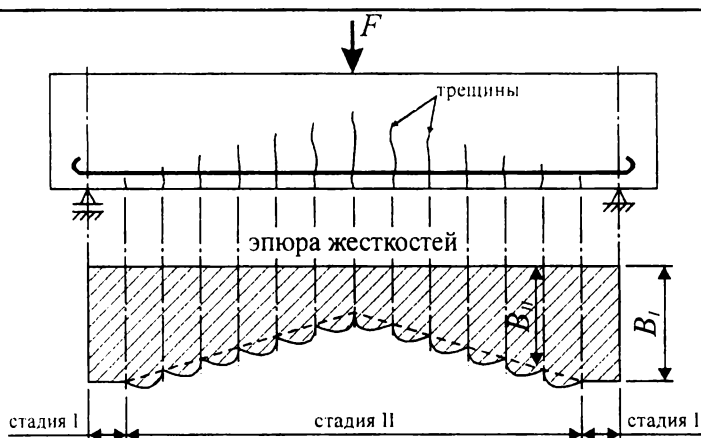


Рис. 11.3.

Распределение изгибных жесткостей по длине железобетонного элемента, работающего с трещинами [40]

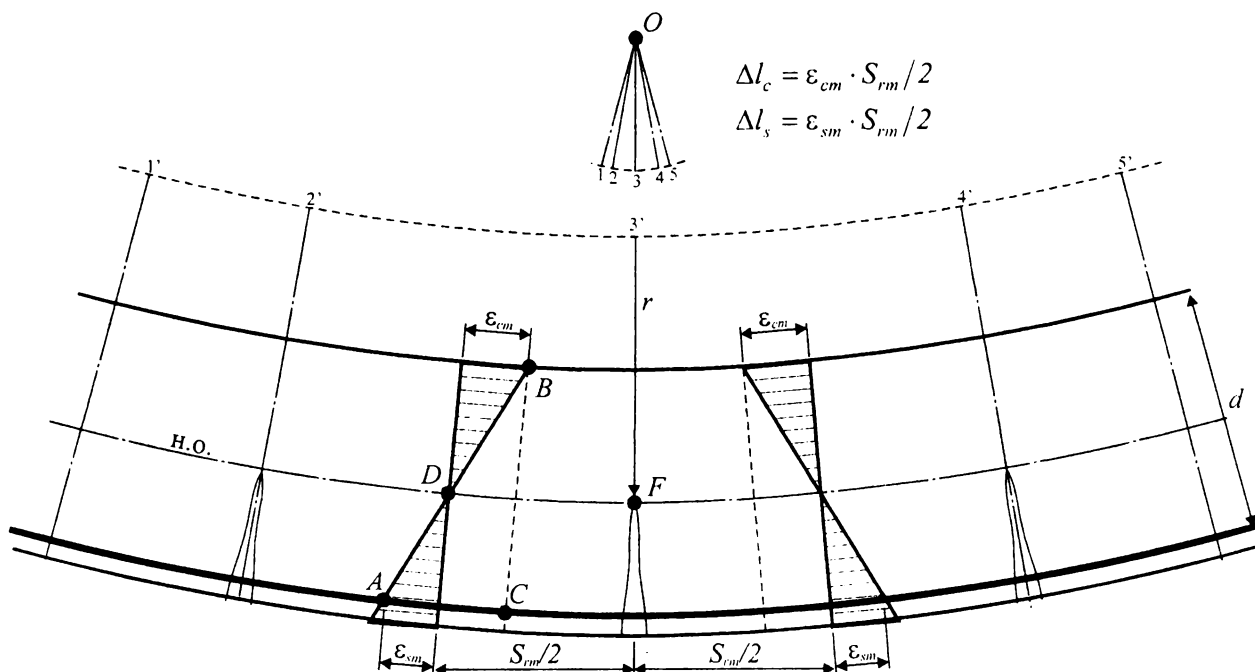


Рис. 11.4.

К определению кривизны элемента, работающего с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{S_{rm}}{2r} = \frac{[\epsilon_{sm} - (-\epsilon_{cm})]S_{rm}}{2d} \quad (11.4)$$

или

$$\frac{l}{r} = \frac{\epsilon_{sm} - (-\epsilon_{cm})}{d} = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}}{d} \quad (11.5)$$

Таким образом, для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси элемента, кривизна определяется как отношение разности средних относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения. Задача сводится к вычислению средних деформаций ϵ_{sm} и ϵ_{cm} от усилий, действующих в сечении при заданной нагрузке.

Средние деформации в растянутой арматуре и сжатом бетоне определяют в соответствии с положениями, изложенными в главе 10, с учетом эффекта «ужесточения элемента при растяжении» (*tension stiffening effect*). Как было показано ранее (см. главу 10) относительные деформации растянутой арматуры равны:

$$\epsilon_{sm} = \xi \cdot \epsilon_s^{II} + (1 - \xi)\epsilon_s^I, \quad (11.16)$$

где ϵ_s^I и ϵ_s^{II} – соответственно относительные деформации растянутой арматуры в стадии I и стадии II напряженно-деформированного состояния;

ξ – коэффициент, учитывающий эффект «ужесточения элемента при растяжении», определяемый по ф. (10.9).

Идентичным способом можно записать и средние относительные деформации наиболее сжатого волокна бетона:

$$\varepsilon_{cm} = \xi \cdot \varepsilon_c'' + (1 - \xi) \varepsilon_c', \quad (11.17)$$

где ε_c' и ε_c'' – соответственно относительные деформации наиболее сжатой грани бетона в стадии I и стадии II напряженно-деформированного состояния.

Зная величину средних относительных деформаций в растянутой арматуре и сжатом бетоне, среднюю кривизну элемента в стадии II напряженно-деформированного состояния (с учетом работы бетона на участках между трещинами (TS)) определяют по формуле:

$$\varphi_m = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d} = \frac{\xi \cdot \varepsilon_s'' + (1 - \xi) \varepsilon_s' + \xi \cdot \varepsilon_c'' + (1 - \xi) \varepsilon_c'}{d} = \xi \cdot \varphi_{II} + (1 - \xi) \varphi_I, \quad (11.18)$$

где φ_I – кривизна элемента, работающего без трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния, определяемая по формуле:

$$\varphi_I = \frac{\varepsilon_s' + \varepsilon_c'}{d}; \quad (11.19)$$

φ_{II} – кривизна элемента, работающего с трещинами в стадии II напряженно-деформированного состояния (без учета работы бетона на участках между трещинами), определяемая:

$$\varphi_{II} = \frac{\varepsilon_s'' + \varepsilon_c''}{d}. \quad (11.20)$$

11.4.2. Определение изгибной жесткости элемента, работающего с нормальными трещинами

а) Длительное действие нагрузки

При длительном действии нагрузки учитываются эффекты, связанные с развитием ползучести бетона путем введения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$, определяемого по ф. (11.11).

В зависимости от стадии напряженно-деформированного состояния изменяется момент инерции сечения, участвующий в определении жесткости.

Для стадии I напряженно-деформированного состояния, когда элемент работает без трещин:

$$B_I = E_{c,eff} \cdot J_I. \quad (11.21)$$

В свою очередь для стадии II, соответствующей работе элемента с нормальными трещинами:

$$B_{II} = E_{c,eff} \cdot J_{II}. \quad (11.22)$$

В формулах (11.21) и (11.22):

J_I и J_{II} – соответственно моменты инерции сечения без трещин и с нормальными трещинами.

Тогда средняя кривизна по ф. (11.18) равна:

$$\varphi_m = \xi \frac{M_{Sd}}{E_{c,eff} \cdot J_{II}} + (1 - \xi) \frac{M_{Sd}}{E_{c,eff} \cdot J_I}, \quad (11.23)$$

либо

$$\varphi_m = \frac{M_{Sd}}{E_{c,eff} \cdot J_{II}} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right) \right]. \quad (11.24)$$

Тогда жесткость B_∞ железобетонного элемента, работающего с трещинами, с учетом длительного действия нагрузки можно записать:

$$B_\infty = \frac{E_{c,eff} \cdot J_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right)}. \quad (11.25)$$

Как было показано ранее, в ф. (11.25) отношение $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ может быть заменено отношением $\frac{M_{cr}}{M_{Sd}}$. При этом M_{Sd} – изгибающий момент от длительно действующей нагрузки.

Кривизну от совместного действия изгибающего момента и усадки бетона в элементе, работающем с трещинами, записывают по аналогии с ф. (11.12)

$$\varphi_{II} = \frac{M_{Sd} - \varepsilon_{sc}(t, t_0) \cdot E_s \cdot S_{sII}}{E_{c,eff} \cdot J_{II}}. \quad (11.26)$$

Составляющую прогиба a_{cs} , вызванного усадкой бетона в железобетонном элементе, работающем с трещинами определяют по формуле:

$$a_{cs,II} = -\frac{1}{8} \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot S_{sII}}{B_\infty} l_{eff}^2, \quad (11.27)$$

где ε_{cs} – относительная деформация усадки бетона (принимать со знаком «минус»).

б) Кратковременное действие нагрузки

При кратковременном действии нагрузки в ф. (11.24) следует учитывать средний модуль упругости бетона E_{cm} и принимать соответствующее значение коэффициента β_2 . Тогда жесткость элемента при кратковременном действии нагрузки:

$$B_0 = \frac{E_{cm} \cdot J_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right)}, \quad (11.28)$$

где M_{Sd} – изгибающий момент, вызванный кратковременным действием нагрузки.

В большинстве расчетных ситуаций кратковременная нагрузка действует на элемент, который до этого уже деформирован от длительно действующей нагрузки.

Чтобы учесть такую расчетную ситуацию, нормативные документы [1, 6, 7] допускают применение принципа суперпозиции для составляющих прогибов, вызванных длительно действующей и полной нагрузкой (рис. 11.5).

Максимальный прогиб для этого случая определяют по формуле:

$$a = a_{0,k+d} - a_{0,d} + a_{\infty,d} \leq a_{lim,d+k}, \quad (11.29)$$

где $a_{0,k+d}$ – мгновенный (разовый) прогиб от полной нагрузки (суммы длительно действующей нагрузки d и кратковременной k);

$a_{0,d}$ – прогиб (мгновенный) от длительно действующей нагрузки;

$a_{\infty,d}$ – остаточный (длительно действующий) прогиб от длительно действующей нагрузки.

Необходимо отметить, что значение прогиба $a_{lim,d+k}$ в ф. (11.29) устанавливается индивидуально. В табл. 11.1 приведены величины предельного прогиба от длительно действующей нагрузки, которые не могут быть использованы при рассмотрении данной расчетной ситуации.

11.4.3. Упрощенный способ проверки прогибов

Упрощенный способ проверки прогибов согласно нормам [1, 6, 7] основан на сравнении коэффициента жесткости (l_{eff}/d), который косвенным образом характеризует деформативность конструкции от действия нагрузок с допустимыми значениями $(l_{eff}/d)_{lim}$, приведенными в табл. 11.3.

В общем случае условие, в соответствии с которым выполняют проверку прогибов по упрощенному способу, имеет вид:

$$l_{eff}/d \leq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \delta_3 \left(l_{eff}/d \right)_{lim}, \quad (11.28)$$

где $\left(l_{eff}/d \right)_{lim}$ – граничное значение коэффициента жесткости, определяемое по табл. 11.3;

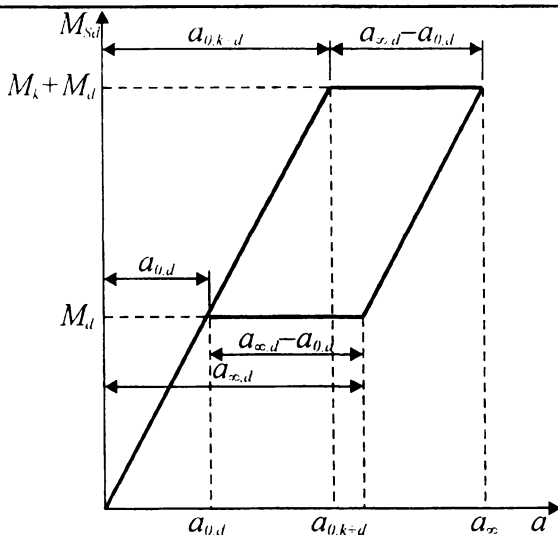


Рис. 11.5.

Зависимость «момент–прогиб» при длительно действующих и кратковременных нагрузках

Таблица 11.3.

Базовые предельные значения коэффициента $\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{lim}$ при упрощенном способе проверки прогибов согласно [1, 6]

Вид конструкции	Коэффициент $\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{lim}$	
	$\rho_l \geq 1,5 \%$	$\rho_l \leq 0,5 \%$
Свободно опертые балки, свободно опертые плит, армированные в одном либо в двух направлениях	18	25
Крайние пролеты балок и плит, армированных в одном или двух направлениях	23	32
Средние пролеты балок и плит, армированных в одном или двух направлениях	25	35
Плоские перекрытия, подпертые колоннами (с учетом большего пролета плиты)	21	30
Консоли балок и плит	7	10

- $\delta_1.. \delta_3$ – корректирующие коэффициенты, учитывающие особенности конструктивного решения;
 d – рабочая высота сечения.

В соответствии с нормами [1, 6] граничное значение коэффициента жесткости $\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{lim}$ определяют по табл. 11.3 в зависимости от вида и статической схемы рассматриваемой конструкции и степени (уровня) напряжений в бетоне. Корректирующий коэффициент δ_1 зависит от величины эффективного (расчетного) пролета элемента, а коэффициент δ_2 – от величины напряжений в растянутой арматуре. Коэффициент δ_3 выражает влияние формы поперечного сечения элемента. Представленные в табл. 11.3 значения коэффициента $\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{lim}$ зависят от величины сжимающих напряжений в бетоне (условно принято: бетон слабо сжатый и бетон сильно сжатый). Проектировщик определяет расчетную ситуацию исходя из коэффициента продольного армирования сечения ρ_l . Принято, что:

- при $\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,5 \%$ – слабо сжатый бетон;
- при $\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq 1,5 \%$ – сильно сжатый бетон.

В случае промежуточных значений ρ_l допускается применение линейной интерполяции. Отдельно следует прокомментировать подходы, принимаемые при назначении корректирующих коэффициентов $\delta_1.. \delta_3$.

Значение коэффициента δ_1 определяют:

- для балок и плит, опертых по контуру

$$\delta_1 = 7,00 / l_{eff} \text{ при } l_{eff} > 7,00 \text{ м}$$

или

$$\delta_1 = 1 \text{ при } l_{eff} \leq 7,00 \text{ м};$$

– для плит, опертых точечно (плиты, подпертые единичными стойками)

$$\delta_1 = 7,50 / l_{eff} \text{ при } l_{eff} = 8,50 \text{ м}$$

или

$$\delta_1 = 1 \text{ при } l_{eff} \leq 8,50 \text{ м.}$$

При этом, граничные значения коэффициента $\left(l_{eff} / d \right)_{lim}$ в табл. 11.3 определе-

ны при условии, что напряжения в арматуре σ_s равны 250 Н/мм^2 (при $f_{yk} = 400 \text{ Н/мм}^2$). В случае, когда в арматуре железобетонного элемента действуют напряжения, отличные от принятых, вводят корректирующий коэффициент δ_2 , равный:

$$\delta_2 = 250 / \sigma_s, \quad (11.29)$$

где σ_s – напряжения в арматуре при усилиях от действующей комбинации нагрузок.

Нормы [1, 6, 11] допускают также возможность определения значения коэффициента δ_2 по зависимости (11.30), что дает более гарантированный (безопасный) результат:

$$\delta_2 = \frac{400 A_{s,prov}}{f_{yk} A_{s,req}}, \quad (11.30)$$

где $A_{s,prov}$ – принятая площадь растянутой арматуры;

$A_{s,req}$ – требуемая по расчету площадь растянутой арматуры.

В соответствии с [1, 6] корректирующий коэффициент δ_3 в ф. (11.28) применяется при расчете балок таврового либо двутаврового сечения и принимается равным:

$$\begin{aligned} \delta_3 &= 0,8 \text{ для } b_{eff} / b_w > 3,0 \\ \delta_3 &= 1 \text{ для других случаев} \end{aligned} \quad (11.31)$$

где b_{eff} , b_w – соответственно ширина полки и стенки таврового или двутаврового сечения.



ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

12.1. Общие сведения

Поиск эффективных способов увеличения сопротивления конструкций из бетона действию растягивающих усилий привел к созданию предварительного напряжения*.

Согласно определению, предложенному *Е. Фрейсине*, *подвергнуть предварительному напряжению какую-либо конструкцию, это значит вызвать в ней искусственным путем до приложения внешних нагрузок или одновременно с ними некоторые постоянные напряжения. При этом созданные искусственным путем начальные напряжения в сочетании с напряжениями, вызванными внешними нагрузками, должны во всех точках конструкции оставаться в пределах тех напряжений, которые материал может выдерживать неограниченно долго.*

Для конкретизации этого определения рассмотрим два очень простых классических испытания, поставленных *И. Гийоном* [22].

Испытание № 1. Восемь одинаковых бетонных блоков $l = 1,05$ м (рис. 12.1а) укладывают в ряд на горизонтальной поверхности. Блоки имеют прямоугольное сечение размерами $0,24 \times 0,14$ м. Предположим, что тщательно изготовленные блоки плотно прилегают друг к другу (либо швы надежно зачеканены). Вместе с тем, очевидно, что рассматриваемый составной элемент длиной $8,4$ м не обладает прочностью при изгибе (его невозможно уложить на две вертикальные опоры, т.к. он обрушится от раскрытия швов под действием собственного веса).

Для устранения влияния собственного веса балку можно уложить плашмя на горизонтальную площадку и вертикально установить опоры (см. рис. 12.1б). Предположим далее, что при помощи системы домкратов составную балку можно подвергнуть изгибу нагрузкой, равномерно распределенной по ее длине. И при таких условиях опыта балка, очевидно, не будет оказывать сопротивление действию изгибающих моментов.

Поставим условие, по которому балка в ненагруженном и нагруженном состоянии должна обладать достаточной прочностью (т.е. напряжения в ней по усло-

* В прошлом бóльшим нагрузкам специалисты-строители противопоставляли бóльшие размеры сечений конструкций и стремились применить более прочные материалы. Это было до тех пор, пока не появилась идея *усилиям* противопоставить *усилия*. Это было начало предварительно напряженных конструкций.

Проф. *Якуб Мамес* [36]

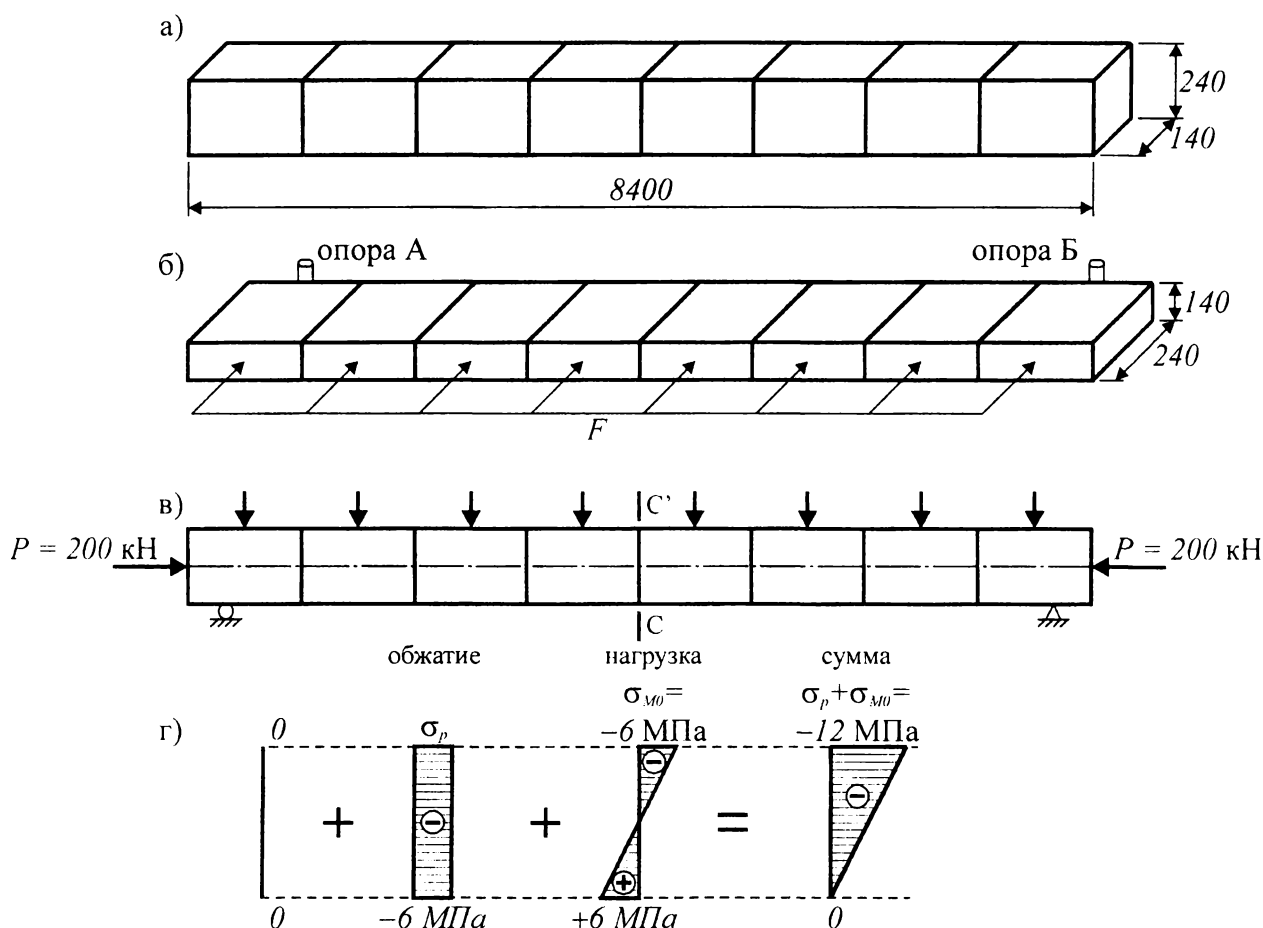


Рис. 12.1.

К испытанию № 1 И. Гийона [22]

виям опыта не превышают предельных значений, составляющих 12 МПа при сжатии и нулевых – при растяжении).

Пусть на рассматриваемую балку действует равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q = 1$ кН/м. Тогда изгибающий момент в середине пролета (сечение CC' на рис. 12.1в) составит $M_u = ql^2/8 = 8$ кН·м, а напряжения будут равны $\sigma_{CC'} = \pm 6$ МПа (при $W = 1344$ см²). Однако это невозможно, так как появление растягивающих напряжений на нижней грани (+6 МПа) приведет к раскрытию швов и балка разрушится.

Таким образом, рассматриваемая балка в нагруженном состоянии не обладает достаточной прочностью, а в ненагруженном состоянии имеет избыточную прочность (поскольку в этом состоянии она не подвергается никаким напряжениям, хотя может воспринимать предельные сжимающие напряжения $f'_c = 12$ МПа).

Предварительное напряжение дает возможность полезно использовать избыток прочности балки в ненагруженном состоянии, чтобы компенсировать недостаточную прочность балки при действии нагрузки.

Предположим теперь, что посредством какого-либо способа, которые будут уточнены далее (см. раздел 12.3), балка перед испытанием на изгиб подвергается центральному (осевому), а следовательно, равномерному обжатию $\sigma_p = 6,0$ МПа, что соответствует усилию $F = 200$ кН (см. рис. 12.1в).

Центрально приложенное сжимающее усилие в $F = 200$ кН, вызывающее предварительное напряжение $\sigma_p = 6,0$ МПа, обеспечивает сопротивление изгибающему моменту, вызывающему в сечении СС' напряжения $\sigma_M = \pm 6,0$ МПа.

Испытание № 2. Можно найти и более удачное решение, если приложить то же обжимающее усилие $P = 200$ кН не центрально, а с эксцентриситетом по отношению к центральной оси сечения балки, как это показано на рис. 12.2а.

Несложно подсчитать, что при таких условиях равномерно распределенная нагрузка на балку будет в два раза больше, то есть $2,0$ кН/м.

Характерные эпюры, показывающие распределение напряжений по высоте сечения в середине балки на очередных этапах ее работы (обжатие, приложение нагрузки), показаны на рис. 12.2б.

Представленные выше простые испытания показывают, что дополнительные усилия, приложенные таким образом, чтобы противостоять усилиям от внешней нагрузки, позволили получить из отдельных блоков вполне работоспособную конструкцию. При этом в зависимости от положения обжимающего усилия можно эффективно влиять на величину нагрузки, воспринимаемой конструкцией.

12.2. Классификация предварительно напряженных конструкций

В рассмотренных испытаниях детально не оговаривался метод, посредством которого в конструкции создавали обжимающее усилие. Большое разнообразие технологических подходов к реализации идеи предварительного напряжения конструкций можно разделить на три группы:

- 1) предварительное напряжение при помощи стальной арматуры, устанавливаемой в конструкцию (см. рис. 12.3а);
- 2) предварительное напряжение в результате действия горизонтальной реакции, создаваемой домкратами, установленными между жесткими опорами и напрягаемой конструкцией, либо расширением бетона, из которого она выполнена (рис. 12.3б);

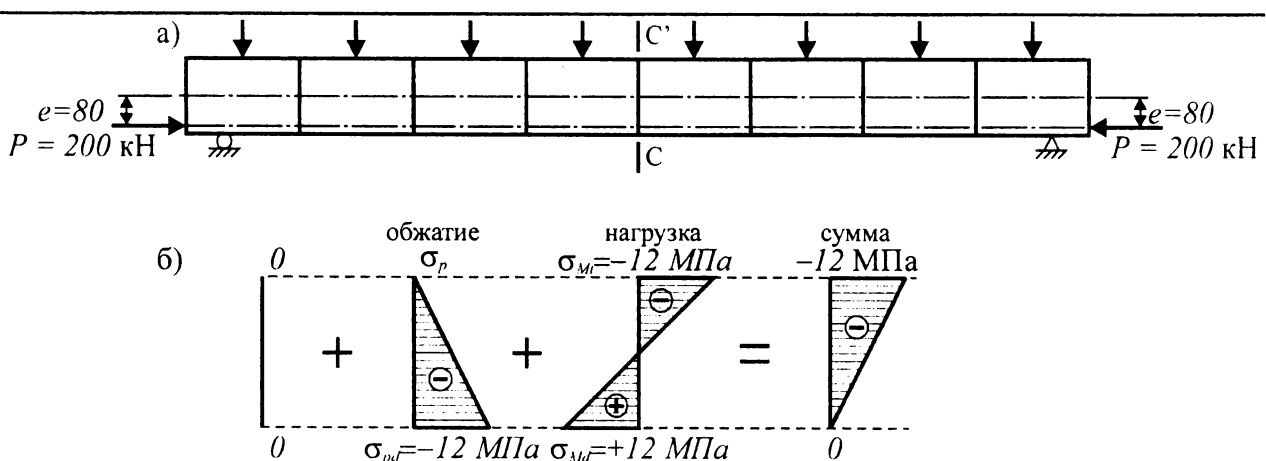


Рис. 12.2.

К испытанию № 2 И. Гийона [22]

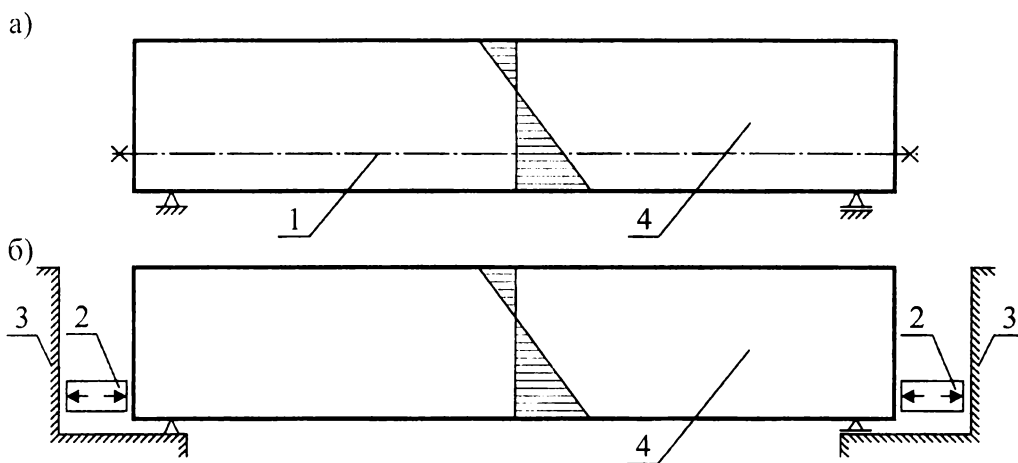


Рис. 12.3.

Предварительное напряжение конструкций при обжатии рабочей арматурой (а) и реакциями внешнего ограничения (б) – жесткими упорами

1 – напрягаемая арматура; 2 – домкраты; 3 – жесткий упор;
4 – конструкция, подвергаемая предварительному напряжению.

3) предварительное напряжение при использовании специальных технологических приемов, отличающихся от осевого натяжения арматурных стержней способами, относящимися к первой группе.

Наибольшее распространение в строительной практике имеют конструкции, в которых предварительное напряжение создают посредством натяжения рабочей арматуры, располагаемой, как правило, в растянутой зоне сечения. Предварительно напряженные конструкции могут быть классифицированы по следующим признакам, сформулированным проф. *В.В. Михайловым* [27]:

- 1) **по принципу действия напряженного армирования:** а) одноосно предварительно напряженные; б) двухосно предварительно напряженные; в) объемно предварительно напряженные конструкции;
- 2) **по методу изготовления:** а) с натяжением на упоры (англ. pretensioned); б) с натяжением арматуры на бетон (англ. post-tensioned); в) самонапряженные (англ. self-stressed); г) сборно-монолитные (с обетонированными предварительно напряженными сборными элементами).

Представленная классификация, на наш взгляд, может быть дополнена еще одним важным признаком, определенным *Ф. Леонгардтом* [41] как **степень предварительного напряжения**. По этому признаку различают:

- **полное** предварительное напряжение, если при действии эксплуатационной нагрузки напряжения в бетоне наиболее растянутых волокон сечения σ_{ct} (как правило, на уровне напрягаемой арматуры) равны нулю;
- если растягивающие напряжения в бетоне σ_{ct} не превышают допустимых значений, говорят об **ограниченном** предварительном напряжении;
- если величина растягивающих напряжений не ограничивается и растянутая напрягаемая арматура установлена исходя из уровня ограничения недопустимого чрезмерного раскрытия трещин, в этом случае принято говорить о **частичном** предварительном напряжении.

12.3. Методы и способы создания предварительного напряжения в конструкции

Как было показано ранее предварительное напряжение конструкции с использованием арматурных элементов может быть выполнено, главным образом, тремя основными методами:

- 1) при предварительном напряжении арматуры на упоры;
- 2) при натяжении арматуры на затвердевший бетон;
- 3) посредством физико-химического натяжения (самонапряжения) при связанном расширении специальных (напрягающих) бетонов.

При выполнении предварительного напряжения конструкции по первому методу (с натяжением на упоры) технологические операции выполняют в следующей последовательности.

Напрягаемую арматуру до бетонирования заводят в форму, один конец стержня закрепляют на неподвижном упоре, а другой натягивают с применением, например, домкрата или другого устройства до получения величины заданного начального контролируемого напряжения $\sigma_{p0,max}$ (рис. 12.4). Величину напряжения в арматуре оценивают по достигнутому удлинению в процессе ее натяжения. Напрягаемый стержень фиксируют при помощи технологических анкеров и выполняют бетонирование конструкции. После достижения бетоном конструкции требуемой прочности, которую принято называть *передаточной прочностью*, осуществляют плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров. Арматура, которая до этого была натянута и удерживалась при помощи технологических захватов на упорах, стремится возвратиться в начальное (ненапряженное) состояние. Восстанавливая упругие деформации при обеспеченном сцеплении с бетоном, арматура обжимает конструкцию (рис. 12.4). Таким образом, после завершения предварительного напряжения в конструкции действуют взаимно уравновешенные усилия: растяжения в арматуре и сжатия бетоне.

При натяжении арматуры на бетон, предварительно изготавливают слабо армированный либо бетонный элемент, а затем, после достижения бетоном передаточной прочности, выполняют его обжатие. В этом случае напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натяжение осуществляют на бетон при помощи специальных домкратов двойного действия



Рис. 12.4.

Последовательности технологических операций при предварительном напряжении арматуры на упоры
1 – напрягаемая арматура; 2 – упоры; 3 – технологические анкера; 4 – железобетонный элемент

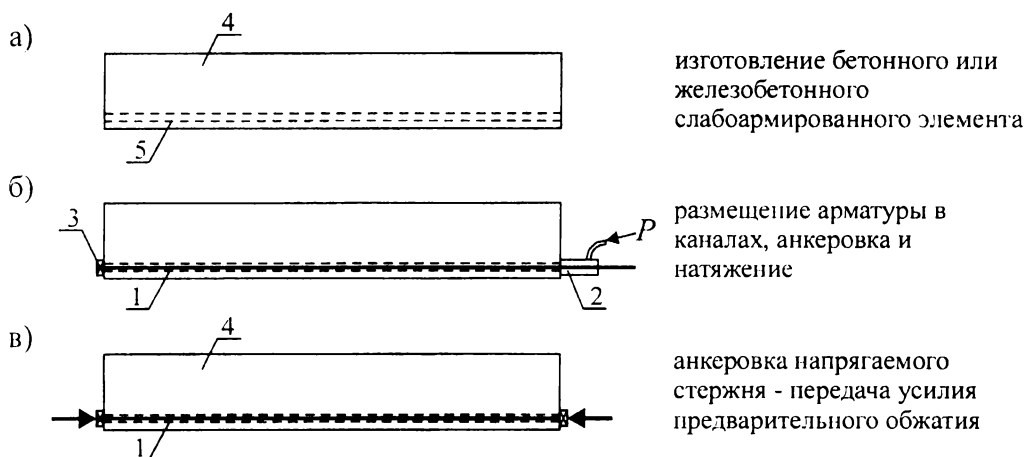


Рис. 12.5.

Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон
 1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия;
 3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

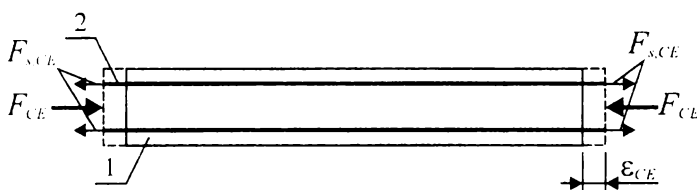


Рис. 12.6.

Технология предварительного напряжения физико-химическим способом при применении напрягающего бетона

(см. рис. 12.5). Диаметр канала или паза в бетоне должен превышать диаметр арматуры на 5..15 мм. Сцепление арматуры с бетоном создают при последующем инъецировании каналов. Однако инъецирование каналов может не выполняться. В этом случае мы имеем **предварительно напряженные конструкции без сцепления арматуры с бетоном**.

В зависимости от технологических особенностей натяжения арматурных элементов (стержней, канатов) различают следующие способы предварительного напряжения:

- 1) **Механический способ**. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение арматуры ($\epsilon_{sp,0} = \Delta/l_0$), соответствующее заданному контролируемому напряжению в ней $\sigma_{p0,max}$, получают вытяжкой арматурного элемента натяжными механизмами (гидравлические и винтовые домкраты, грузовые устройства с системой блоков, рычагов и оттяжек, лебедки с полиспастами и динамометрами, динамометрические ключи, разнообразные намоточные машины – при непрерывном армировании) посредством технологических (для временного закрепления арматуры в натяжных механизмах) или комбинированных (конструктивных и технологических) зажимов.
- 2) **Электротермический способ**, заключающийся в том, что необходимое относительное удлинение напрягаемой арматуры $\epsilon_{sp,01}$, соответствующее начальному контролируемому напряжению $\sigma_{p0,max}$, получают электрическим нагревом арматуры до соответствующей температуры (но не более критической) с последую-

шей фиксации ее на упорах заданной длины, соответствующей требуемому удлинению для создания напряжения после ее остывания.

- 3) **Комбинированный (или электротермомеханический) способ**, представляющий собой совокупность электротермического и механического способов натяжения арматуры.
- 4) **Физико-химический способ**, позволяющий осуществлять натяжение арматуры, располагаемой в конструкции, за счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения.

В массовом строительстве при изготовлении сборных элементов по поточно-агрегатной технологии наиболее распространен электротермический способ предварительного напряжения конструкций. Вместе с тем, как по экономическим, так и техническим показателям данный способ предварительного напряжения является наименее эффективным и должен уступить место механическому натяжению арматуры.

12.4. Железобетонные и предварительно напряженные конструкции **Сущность предварительно напряженных конструкций**

Как было показано ранее (см. раздел 6.1) железобетонная конструкция характеризуется тем, что в ней при центральном растяжении или при одновременном действии изгибающих моментов и продольных сил в материалах растянутой зоны (бетон и арматура) в результате их совместной деформации возникают растягивающие усилия, которые сопротивляются внешней силе.

В начале загрузки растягивающие усилия распределяются между арматурой и бетоном в соответствии с их упругими свойствами, а затем, после достижения определенной величины, деформации растут по мере приближения к предельной растяжимости бетона (перед появлением трещин) – в соответствии с их упруго-пластическими свойствами.

В предельно упрощенном виде картина распределения усилий сопротивления осевому растяжению железобетонного элемента без предварительного напряжения в зависимости от величины деформаций может быть представлена диаграммой, показанной на рис. 12.7а. На координатных осях соответственно обозначены относительные продольные деформации ϵ_x и усилия F в виде суммы усилий, воспринимаемых бетоном F_{ct} и арматурой F_s , т.е. $F_{ct} + F_s$.

Как видно из диаграммы рис. 12.7а, вследствие достаточно малых деформаций (меньших, чем предельная растяжимость бетона ϵ_{ctu}) усилие в растянутой арматуре растет медленно, демонстрируя ее слабое участие в восприятии внешнего усилия вплоть до появления трещин в бетоне. Наоборот, бетон, в силу низких упругих свойств, быстро воспринимает внешнее усилие и входит в область сначала упруго-пластических (А–О_Т), а затем и пластических (О_Т–О_В) деформаций, при которых снижается его сопротивление*. Как и отмечалось ранее (см. раздел 6.1), до образования трещин основную часть растягивающего усилия от внешней нагрузки воспринимает бетон, а лишь небольшую – арматура. В работах проф. В.В. Михайлова

* Здесь следует вспомнить диаграмму деформирования бетона при осевом растяжении, рассмотренную в главе 4.

[27] показано, что в традиционных железобетонных конструкциях до образования трещин арматура воспринимает лишь 10..12 % от растягивающего усилия, вызванного внешней нагрузкой.

Картина распределения усилий сопротивления осевому растяжению предварительно напряженного элемента представлена диаграммой, показанной на рис. 12.76.

В начальном состоянии, когда не действуют усилия, вызванные внешней нагрузкой, материалы элемента уже испытывают значительные по величине взаимно уравновешенные усилия предварительного напряжения. При этом начальное деформированное состояние характеризуется сжимающим усилием в бетоне F_{cp} и растягивающим усилием в напрягаемой арматуре F_{sp} .

В качестве начального состояния выгодно рассматривать такое сочетание внешних усилий, когда в бетоне элемента устанавливается нулевое (напряженное) состояние, характеризуемое на графике (рис. 12.76) линией OF, по которой и проводят главные координатные оси графика. В этом состоянии все усилия предварительного напряжения элемента, действующие в арматуре, уравновешиваются усилием, вызванным внешней нагрузкой. При устранении внешней силы растягивающее усилие предварительного напряжения $F_{sp,0}$ вызывает обжатие бетона с усилием F_{cp} .

Пока внешнего растягивающего усилия нет, усилие растяжения в арматуре полностью уравновешено сжимающим усилием в бетоне, т.е. $F_{sp} = F_{cp}$. При приложении к элементу внешней растягивающей силы усилие в арматуре медленно увеличивается по прямой A_pA , в то время как усилие в бетоне быстро убывает по прямой A_cO .

В любой произвольной точке D диаграммы для нагрузки, вызывающей деформацию O_p-O_e , вызванное внешнее усилие F_e воспринимается (уравновешивается) усилием в арматуре за вычетом усилия в бетоне (см. рис. 12.76):

$$F_e = (O_eD + DA_e) - O_eC. \quad (12.1)$$

Но, учитывая то обстоятельство, что усилия сжатия бетона и соответствующей части растяжения арматуры на всем участке деформации O_pO по величине равны, но противоположны по знаку, т.е.

$$DA_e = O_eC, \quad (12.2)$$

по законам механики они могут быть выключены из уравнения (12.1) и, следовательно,

$$F_e = O_eD. \quad (12.3)$$

Таким образом, какой бы величины ни была приложена нагрузка в период постепенного высвобождения бетона от обжатия, усилие от внешней нагрузки F_e будет полностью восприниматься и уравновешиваться усилием в предварительно напряженной арматуре. При этом всегда существуют усилия обжатия бетона и части усилия предварительного растяжения арматуры (на диаграмме рис. 12.76 показанные знаками «минус» и «плюс»), которые характеризуют степень использования искусственно созданного предварительного напряжения. Рассматривая эти усилия как внутренние взаимно уравновешивающиеся и не имеющие прямого отношения к усилиям от нагрузки, устанавливаем, что во всем диапазоне деформирования O_pO это усилие F_e непосредственно уравновешивается усилием растяжения арматуры.

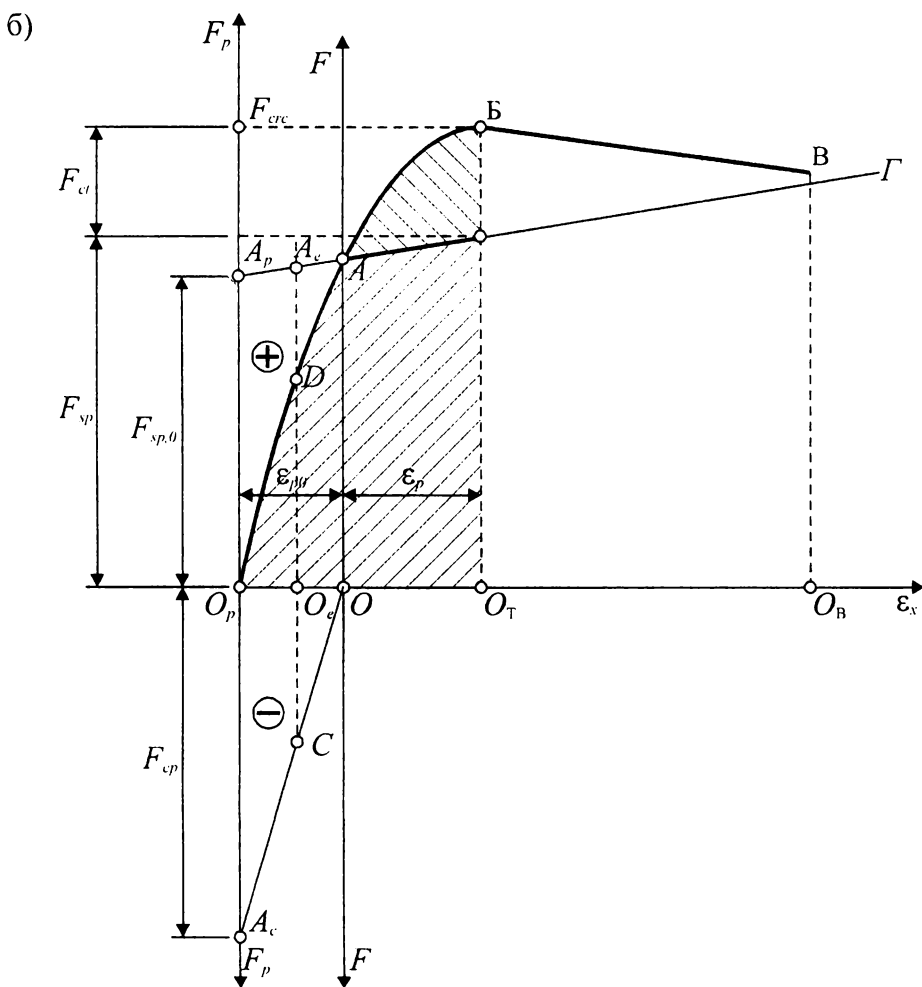
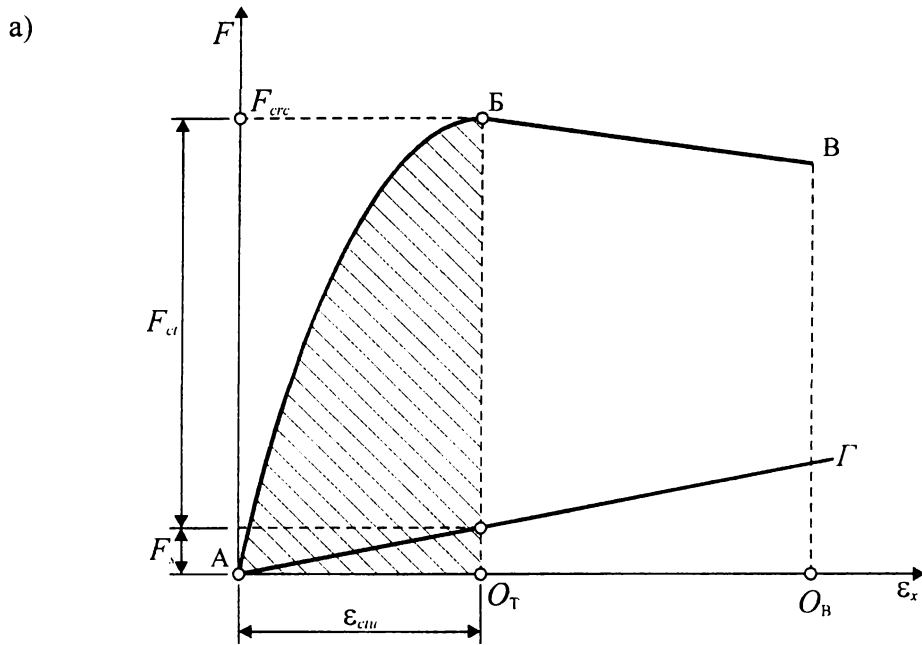


Рис. 12.7.

Диаграмма распределения усилий сопротивления осевому растяжению железобетонного (а) и предварительно напряженного элемента (б) согласно [27]

Если деформации элемента выходят из диапазона деформирования O_pO (рис. 12.7б) в восприятии усилия от внешней нагрузки принимают участие арматура и бетон. Причем дальнейшее восприятие усилия от внешней нагрузки арматурой происходит по линии АГ, подчиняясь закону изменения деформаций как в обычном железобетонном элементе.

На участке деформирования OO_T распределение дополнительных усилий от внешней нагрузки происходит по аналогии с распределением усилий в обычном железобетоне без предварительного напряжения (см. рис. 12.7а). Таким образом, усилие, приводящее к образованию трещин в предварительно напряженном элементе, составляет:

$$F_{crc} = F_{sp} + \Delta F_{sp} + F_{ct}, \quad (12.4)$$

где F_{sp} – усилие предварительного растяжения в арматуре;

F_{ct} – растягивающее усилие, воспринимаемое бетоном после погашения обжатия;

ΔF_{sp} – приращение усилия в напрягаемой арматуре после погашения обжатия в бетоне, равное

$$\Delta F_{sp} = \varepsilon_{ctn} \cdot E_{sp} \cdot A_{sp}, \quad (12.5)$$

здесь ε_{ctn} – предельная растяжимость бетона;

A_{sp} – площадь напрягаемой арматуры;

E_{sp} – модуль упругости напрягаемой арматуры.

После образования трещин усилие, вызванное внешней нагрузкой, воспринимается арматурой в сечении с трещиной, а также бетоном и арматурой на участках между трещинами подобно тому, как это происходит в обычных железобетонных конструкциях.

Наиболее важным участком деформации элемента является участок эксплуатационных нагрузок, размещаемый обычно в зоне диаграммы O_pO . Это позволяет утверждать, что в предварительно напряженном элементе, работающем без трещин, все усилие от внешней эксплуатационной нагрузки полностью воспринимает напрягаемая арматура. Можно показать, что все сказанное выше о центральном растяжении справедливо и в отношении растянутой зоны изгибаемой конструкции. Этот вывод подробно рассмотрен в книге проф. *В.В. Михайлова* [27].

Выполняя все построения аналогично случаю центрального растяжения получим характерный график зависимости относительной деформации наиболее растянутого волокна сечения конструкции от изгибающего момента (рис. 12.8). Как и при центральном растяжении, имеют место три характерные зоны поведения конструкции: O_pO ; OO_T и O_TO_p . Если график, показанный на рис. 12.7, для центрального растяжения характеризовал деформированное состояние всего сечения конструкции, то график изгиба (рис. 12.8) описывает деформированное состояние только нижнего наиболее растянутого волокна сечения, рассматриваемого, как правило, на уровне напрягаемой арматуры.

Все другие зоны бетона изгибаемой конструкции показывают иные относительные деформации вплоть до относительных деформаций сжатия в верхней зоне сечения конструкции. Полная картина деформации конструкции должна описы-

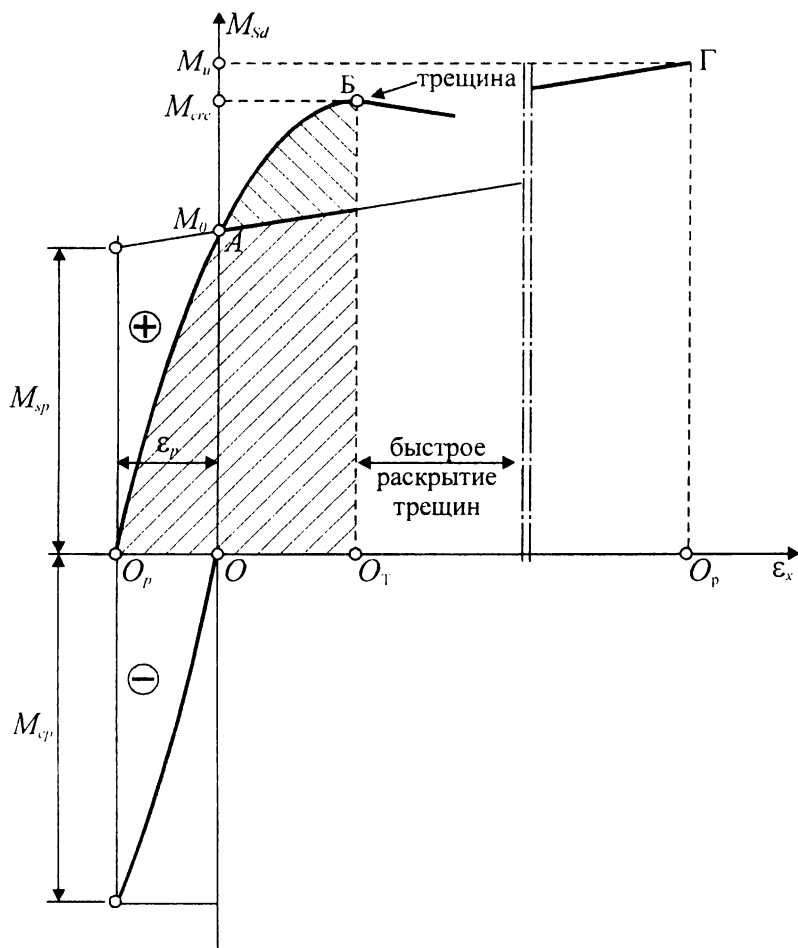


Рис. 12.8.

График зависимости «изгибающий момент – продольная деформация» предварительно напряженной конструкции при изгибе согласно [27]

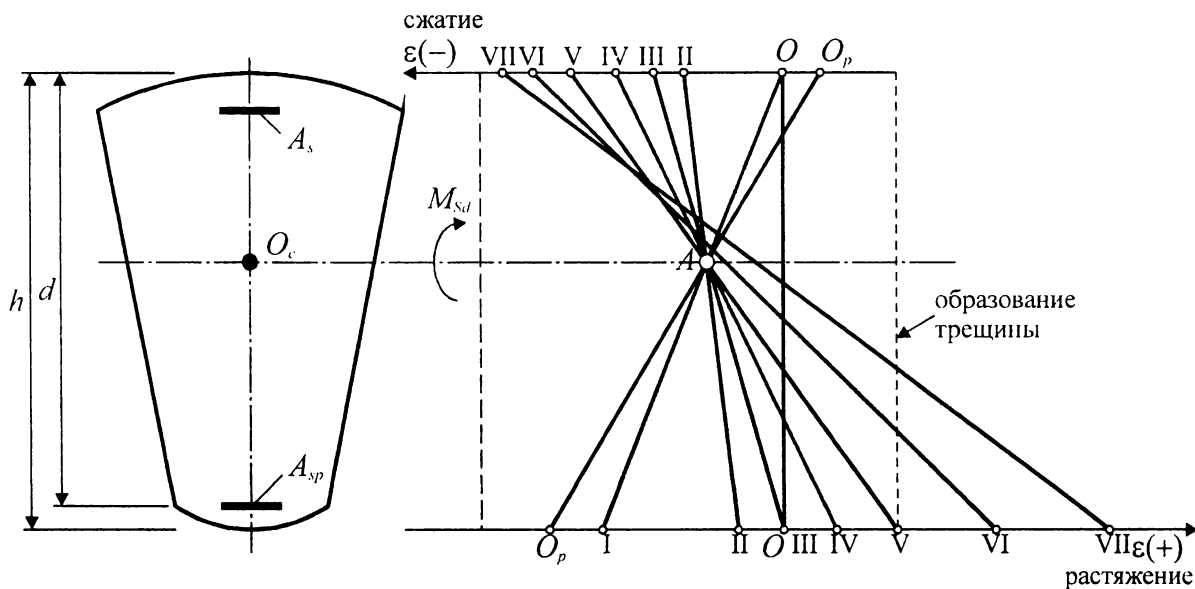


Рис. 12.9.

Изменение деформированного состояния нормального сечения изгибаемого предварительно напряженного элемента при ступенчатом возрастании изгибающего момента

O—O – начальное состояние (до передачи усилия обжатия);

O_p—O_p – состояние после передачи усилия обжатия;

I..VII – этапы приложения нагрузки.

ваться семейством кривых, тесно связанных друг с другом неразрывностью конструкции.

На рис. 12.9 показано изменение деформированного состояния нормального сечения предварительно напряженной конструкции при ступенчатом возрастании изгибающего момента.

Как следует из графиков, приведенных на рис. 12.9, пока относительные деформации бетона упруги, вращение эпюры распределения относительных деформаций происходит вокруг точки А, совпадающей с центральной осью сечения. По мере увеличения нагрузки начинают проявляться неупругие свойства материалов и нейтральная ось сечения смещается к наиболее сжатой грани. При этом влияние начального напряженно-деформированного состояния постепенно уменьшается и к моменту возникновения нулевых напряжений на наиболее растянутой грани сечения полностью исчезает эффект предварительного напряжения. После этого мы имеем дело с обычной железобетонной балкой, для которой применимы общеизвестные правила проектирования.

Познакомившись в общих чертах с основами сопротивления предварительно напряженных элементов попытаемся сделать вывод о том, чем же они отличаются от традиционного железобетона. Здесь, на наш взгляд, уместно привести достаточно точную формулировку, представленную в монографии *И. Гийона* [22]: **«В железобетоне арматурная сталь выполняет пассивную роль: она не может воспрепятствовать разрушающему бетон действию нагрузки, но смягчает последствия этого действия после образования трещин. В предварительно напряженном железобетоне арматура выполняет активную роль и инженер создает по собственному желанию силы, оказывающие противодействие усилиям от нагрузок, стремящихся вызвать разрушение конструкции».**

Как следствие, предварительное напряжение железобетонных конструкций позволяет получить следующие эффекты:

- снижение расхода стали благодаря применению арматуры повышенной и высокой прочности при ее эффективном использовании;
- увеличение сопротивления конструкции образованию трещин в бетоне (трещиностойкость) и ограничение их ширины раскрытия;
- повышение жесткости конструкции (или снижение ее деформативности), благодаря чему удается перекрывать большие пролеты, возводить сверхвысокие сооружения;
- снижение собственного веса конструкций в результате уменьшения размеров сечений при применении бетонов повышенной прочности и, соответственно, расхода бетона, что в большинстве случаев приводит к снижению стоимости конструкций;
- повышение выносливости конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющихся нагрузок;
- увеличение устойчивости сжатых элементов.

12.5. Назначение величины предварительного напряжения

В соответствии с [1, 6] общим требованием при назначении величины предварительного напряжения является создание такого натяжения арматуры, которое

приводило бы к оптимальному напряженному состоянию бетона и арматуры в конструкции при ее работе в эксплуатационной стадии. При расчете предварительно напряженных элементов в расчете учитывается предварительное напряжение в арматуре σ_{m1} и σ'_{m1} , отвечающее такому состоянию конструкции, когда под действием усилия предварительного обжатия и внешних нагрузок напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры были равны нулю. Поэтому полные деформации арматуры в предельном состоянии могут определяться как сумма начальных деформаций, созданных на стадии предварительного натяжения (с учетом потерь) и приращения деформаций растянутой зоны конструкции в предельном состоянии.

Нормы по проектированию железобетонных конструкций [1, 6] устанавливают следующие условия назначения величины предварительного напряжения

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{0,max} + p &\leq 0,9 f_{pk} \\ \sigma_{0,max} - p &\geq 0,3 f_{pk} \end{aligned} \right\} \quad (12.6a)$$

где $\sigma_{0,max}$ – начальное контролируемое предварительное напряжение арматуры;

p – максимально допустимое отклонение значения предварительного напряжения, вызванное технологическими причинами;

f_{pk} – нормативное сопротивление напрягаемой арматуры.

Верхний предел ($0,9f_{pk}$) в условиях (12.6a) назначается с тем, чтобы при натяжении деформации арматуры не выходили в область больших неупругих деформаций и не произошел бы ее разрыв. Нижний предел ($0,3f_{pk}$) обеспечивает минимальный уровень предварительного напряжения с учетом проявления потерь (рис. 12.10). При этом величину предварительного напряжения $\sigma_{0,max}$ назначают с учетом максимально допустимых отклонений, которые могут возникнуть по технологическим причинам в процессе натяжения. При механическом способе натяжения отклонение p принимают равным $0,05\sigma_{0,max}$, а при электротермическом или комбинированном – определяют в зависимости от длины натягиваемого стержня по формуле $p = 30 + 360/l$ (l – расстояние между наружными гранями упоров, м). При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 заменяется на 90.

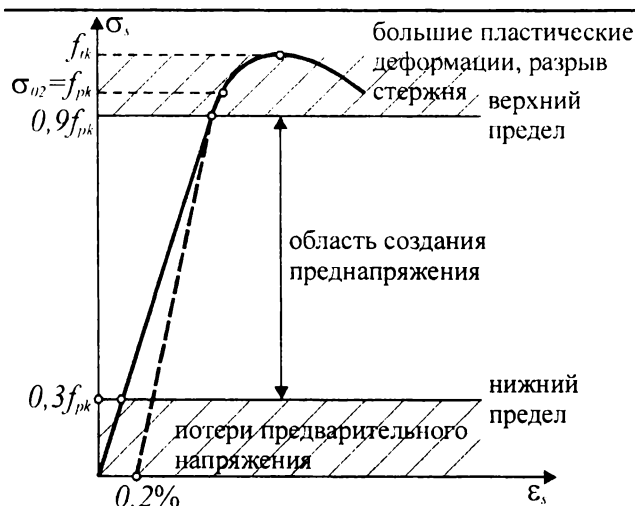


Рис. 12.10.

К назначению величины предварительного напряжения арматуры

12.6. Потери предварительного напряжения

12.6.1. Виды потерь предварительного напряжения

Усилие предварительного напряжения не остается постоянным во времени в результате потерь, начинающихся практически с момента натяжения арматурных элементов и развивающихся в течение всего периода эксплуатации конструкции. Интенсивность потерь предварительного напряжения является максимальной в начальный период после передачи усилия обжатия.

Можно условно выделить две группы потерь предварительного напряжения в зависимости от этапов его создания в конструкции:

Группа А – или первые потери, происходящие в процессе изготовления конструкции и обусловленные, главным образом, технологией натяжения арматурных элементов;

Группа В – или вторые потери, связанные со свойствами материалов, происходящие после передачи усилия обжатия и развивающиеся во времени при эксплуатации конструкции.

В общем случае рассматривают два вида первых потерь, которые проявляются при изготовлении конструкции:

- потери, обусловленные трением:
 - а) потери от внутреннего трения в натяжных устройствах;
 - б) потери от трения в технологических захватах и об огибающие приспособления;
 - в) потери от трения в бетонных каналах при натяжении арматуры на бетон;
- технологические потери при натяжении арматуры на упоры:
 - г) потери от проскальзывания арматуры в технологических захватах;
 - д) потери от частичной релаксации напрягаемой арматуры;
 - е) потери, вызванные температурными перепадами;
 - ж) потери, связанные с деформациями стальных форм.

Вторые потери, развивающиеся после передачи усилия обжатия:

- кратковременные потери:
 - з) потери от проскальзывания арматуры в анкерах (при натяжении на бетон);
 - и) потери, обусловленные упругими деформациями бетона;
 - к) потери от длительной релаксации напрягаемой арматуры;
 - л) потери от усадки бетона;
 - м) потери от ползучести бетона;
 - н) потери от длительных деформаций стыковых соединения (например, в предварительно напряженных конструкциях, составленных из отдельных блоков), обмятия бетона под витками спиральной арматуры.

Определение всех или большинства из перечисленных потерь предварительного напряжения на практике производят для того сечения конструкции, в котором выяснение величины усилия предварительного обжатия имеет наиболее важное значение. Чаще всего это критические расчетные сечения, в которых проверяют прочность и трещиностойкость конструкции.

Как показывают экспериментальные исследования, в предварительно напряженных элементах, у которых натяжение арматуры осуществляется на упоры, усилие предварительного напряжения практически не изменяется по длине элемента, за исключением зон, в которых происходит передача этого усилия на бетон. В кон-

струкциях, для которых предварительное напряжение осуществляется на бетон, ситуация оказывается более сложной, так как наблюдается ощутимое изменение усилия в напрягаемой арматуре по длине элемента. Это является результатом проявления потерь предварительного напряжения, главным образом от трения напрягаемой арматуры о стенки канала.

На рис. 12.11 приведены примерные эпюры изменения усилия в напрягаемой арматуре на участке между расчетным сечением в середине пролета и торцом свободно опертой балки, на котором установлены анкерные устройства.

На рис. 12.11 приняты обозначения:

$P_{0,max}$ – начальное усилие натяжения, контролируемое на измерительных устройствах (по величине удлинения арматуры) или по манометру домкрата (по величине давления). Это наибольшее (за исключением некоторого технологического превышения верхнего предела $\sigma_{0,max}$) усилие, передаваемое на напрягаемые стержни. В случае последовательного натяжения стержней $P_{0,max}$ представляется суммой усилий, возникающих при каждом натяжении и, поэтому, не соответствует полностью фактическому усилию обжатия. Это связано с тем, что в действительности в ранее натянутых стержнях уже начинают развиваться потери предварительного напряжения.

$P_{0,a}$ – усилие в напрягаемой арматуре в момент ее анкеровки.

$P_{0,1}$ – усилие в напрягаемой арматуре после передачи усилия обжатия в момент времени t .

$P_{0,2}$ – усилие в напрягаемой арматуре с учетом вторых потерь в эксплуатационной стадии ($t > t_0$).

На рис. 12.12 приведена схема изменения усилия предварительного напряжения во времени для конструкций, в которых предварительное напряжение создано с натяжением арматуры на упоры (а) и с натяжением на бетона (б).

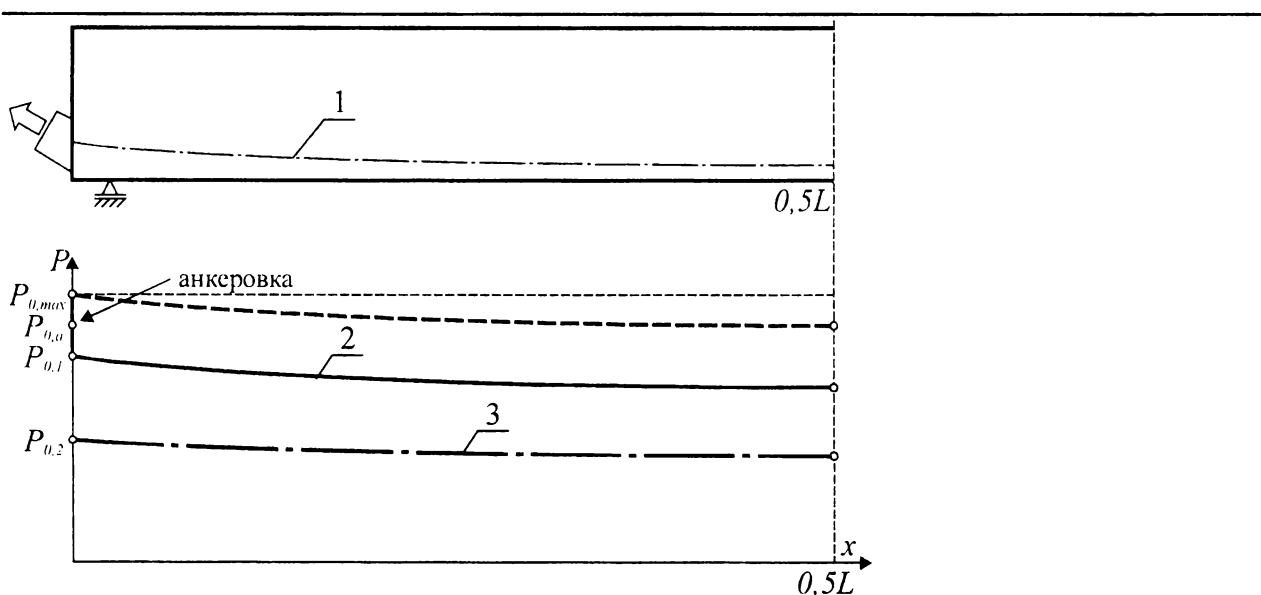


Рис. 12.11.

Изменение усилия предварительного напряжения при натяжении арматуры на бетон [36]

1 – напрягаемый стержень;

2 – распределение усилия предварительного напряжения в начальной фазе после передачи усилия обжатия;

3 – распределение усилия предварительного напряжения в процессе эксплуатации к моменту времени t .

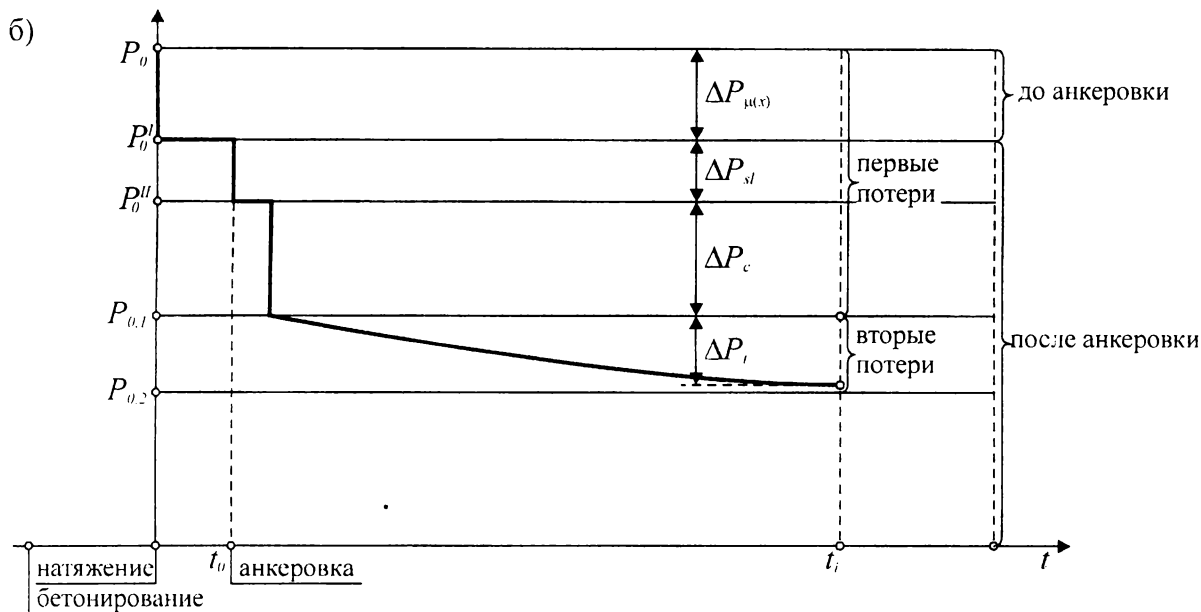
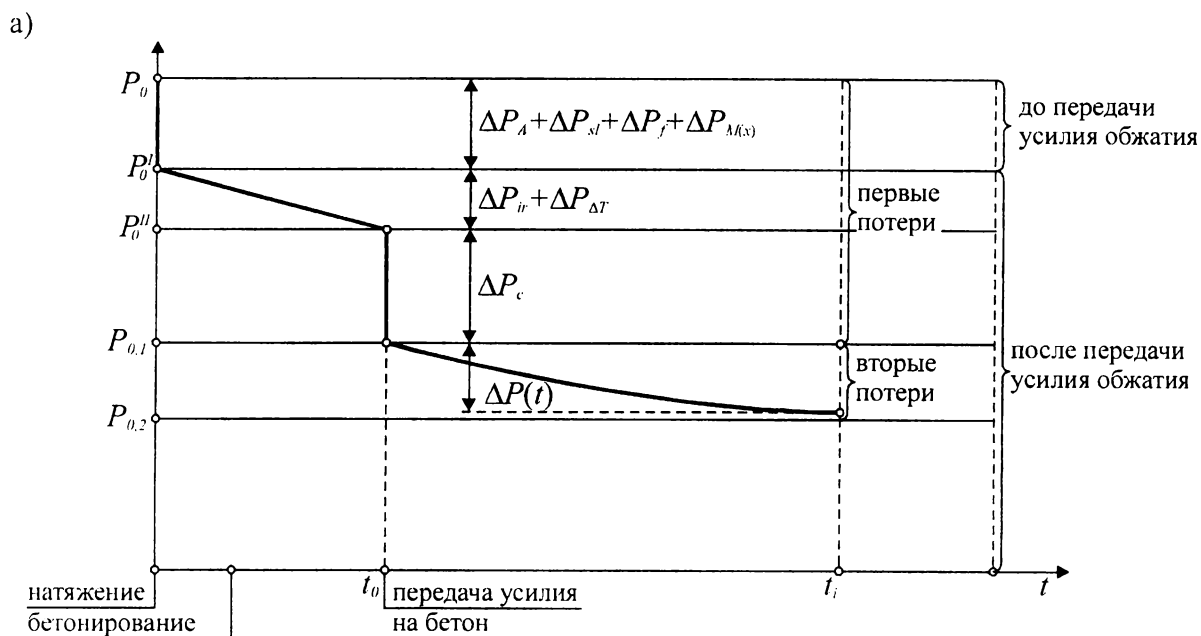


Рис. 12.12.

Изменение во времени усилия предварительного напряжения в арматуре [36]

(а) – при натяжении на упоры;

(б) – при натяжении на бетон.

12.6.2. Определение потерь предварительного напряжения

12.6.2.1. Потери от внутреннего трения в натяжных устройствах. Этот вид потерь обусловлен трением движущихся частей натяжных домкратов и других приспособлений о неподвижные части установки. В наиболее часто применяемых гидравлических домкратах они выражаются в разнице между усилием натяжения, определяемого как произведение величины давления масла на площадь поршня домкрата и эффективным усилием, контролируемым по удлинению напрягаемого

арматурного стержня*. Эта разница зависит, главным образом, от технического состояния домкрата и по опытным данным может составлять от 5 до 15 % в зависимости от давления масла, конструкции домкрата, а также условий выполнения работ (вид масла, температура, степень износа оборудования и т.д.). Для исключения этих потерь рекомендуется в процессе натяжения контролировать усилие предварительного напряжения по удлинению стержня, а контроль давления, даже при наличии точных тарировочных таблиц, рассматривать как дополнительное мероприятие.

12.6.2.2. Потери предварительного напряжения, вызванные трением о стенки каналов или о поверхность бетона конструкции. Намеренный или случайный контакт напрягаемого элемента с бетоном (в канале или по поверхности) или оболочкой, в которой располагают напрягаемый элемент, приводит к появлению дополнительных усилий, вызванных трением и уменьшающих величину усилия предварительного напряжения. Это, прежде всего, относится к напрягаемой арматуре, располагаемой в узких каналах, имеющих сложную трассу продольной оси (изменяющих направление в процессе натяжения), а также при навивке арматуры на цилиндрические сооружения (см. рис. 12.13).

Усилие $P_{0,max}$, действующее в начале стержня, где он заанкерен, уменьшается из-за трения по длине напрягаемого элемента и на некотором расстоянии x составит P_x (рис. 12.14). В результате искривления трассы напрягаемой арматуры возникает давление на стенки каналов, которое составляет:

$$q_v(x) = P_x \frac{1}{r} \approx P_x \frac{d^2 e_v(x)}{dx^2}, \quad (12.7)$$

где r – локальный радиус кривизны.

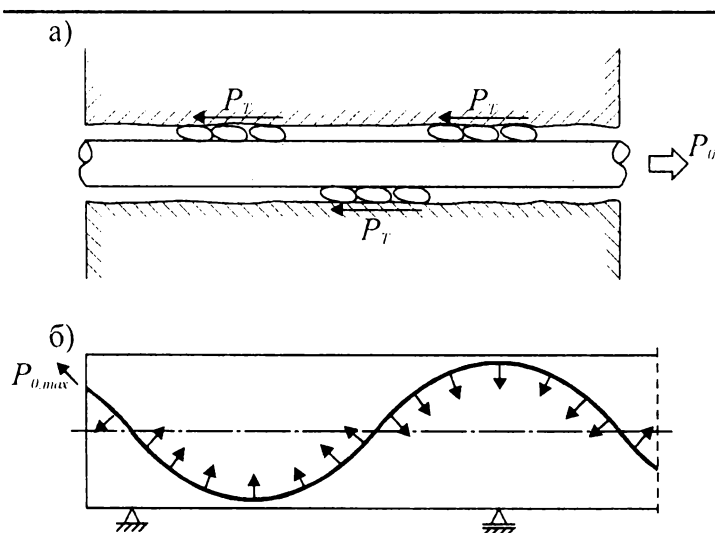


Рис. 12.13.

Потери усилия предварительного напряжения, вызванные трением в каналах (а) и при изменении трассы напрягаемого элемента (б) [35, 36]

* Далее по тексту под «напрягаемым арматурным стержнем» принято понимать проволочную, стержневую, канатную арматуру, а также напрягаемые элементы в системах предварительного напряжения.

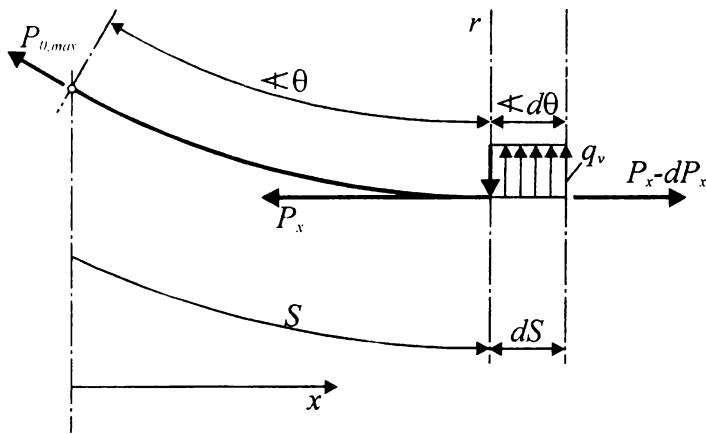


Рис. 12.14.

К определению потерь усилия предварительного напряжения от трения при изменении трассы напрягаемого элемента

При постоянном значении коэффициента трения μ давление $q_v(x)$ вызывает на рассматриваемом элементарном участке длины $dS = r \cdot d\theta$ потерю усилия:

$$-P_x = q_v(x) \cdot \mu \cdot dS = \mu \cdot P_x \cdot d\theta. \quad (12.8)$$

Решением дифференциального уравнения (12.8) при граничном условии $P_x = P_{0,max}$ для $\theta = 0$ получим

$$P_x = P_{0,max} \cdot \exp(-\mu \cdot \theta). \quad (12.9)$$

Угол θ (в рад) в ф. (12.9) в общем случае представляет собой сумму углов θ_i не только в вертикальной плоскости (рис. 12.15), но и в различных плоскостях, в которых располагается напрягаемый элемент:

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 + \dots + \theta_n.$$

Вместе с тем, кроме потерь предварительного напряжения, обусловленных изменением трассы напрягаемого элемента на всей его длине (как на криволинейных, так и на прямолинейных участках), имеют место потери от трения о стенки каналов в виду их неизбежной шероховатости (неровность стенок каналов, взаимное заклинивание составляющих стержней напрягаемого элемента, загрязнение канала и т.д.,

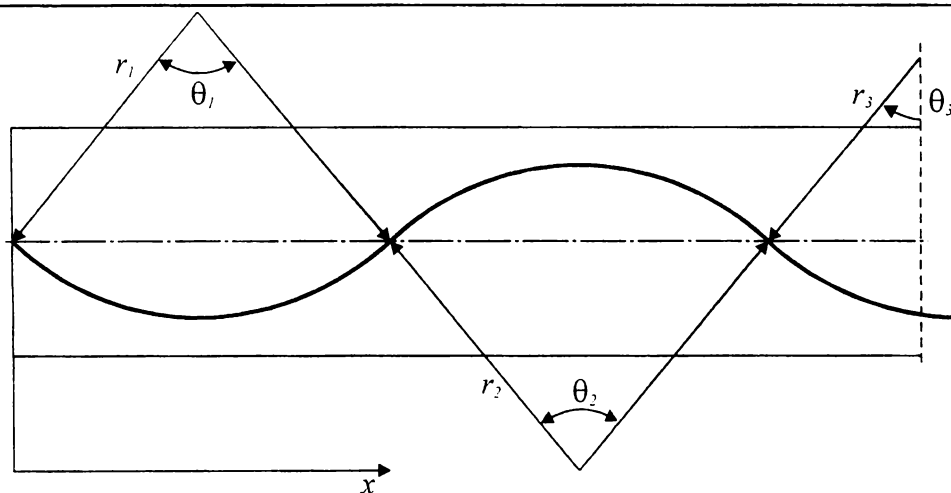


Рис. 12.15.

Схема к определению суммарного угла изменения трассы стержня при определении потерь предварительного напряжения от трения

см. рис. 12.13а). Если сумму этих случайных влияний представить в виде некоторого среднего удельного угла α_j , то на участке длиной x появляется дополнительный угол искривления оси напрягаемого элемента $\Delta\theta = \alpha_j \cdot x$. Принимая упрощение, справедливое для плавно отгибаемых стержней, что длина напрягаемого элемента S равна длине проекции x , получаем:

$$P_x = P_{0,max} [-\mu(\theta + \alpha_j \cdot x)]. \quad (12.10)$$

Если произведение $\alpha_j \cdot x$ заменить на усредненный коэффициент ω , учитывающий влияние трения для конкретного вида напрягаемого элемента и технологических условий, тогда можно записать:

$$P_x = P_{0,max} \exp[-(\delta \cdot \theta + \omega \cdot x)], \quad (12.11)$$

а величину потерь усилия предварительного напряжения, вызванных трением в каналах и по поверхности бетона определить по формуле:

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_{0,max} \{1 - \exp[-(\delta \cdot \theta + \omega \cdot x)]\}, \quad (12.12)$$

где ω, δ – коэффициенты, определяемые по табл. 12.1;

x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;

θ – суммарный угол поворота трассы (оси) напрягаемой арматуры, рад (рис. 12.15);

$P_{0,max}$ – усилие обжатия без учета потерь.

Таблица 12.1.

Значения коэффициентов δ, ω для определения потерь от трения арматуры

Канал или поверхность	ω	δ , при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
1. Каналы:			
с металлической поверхностью	0,0030	0,35	0,40
с бетонной поверхностью, образованной жесткими каналобразователями	0	0,55	0,65
то же гибким каналобразователями	0,015	0,55	0,65
2. Бетонная поверхность	0	0,55	0,65

Исходя из представленных выше выкладок, потери, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления (рис. 12.16), при ее натяжении на упоры следует определять по формуле:

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_{0,max} [1 - \exp(-\delta \cdot \theta)], \quad (12.13)$$

где δ – коэффициент, принимаемый равным 0,25.

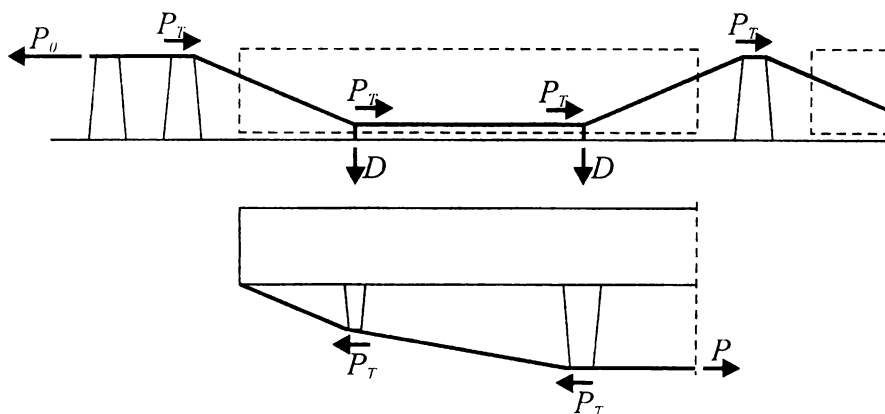


Рис. 12.16.

Схемы, показывающие потери усилия предварительного напряжения за счет трения на огибающих приспособлениях [35]

12.6.2.3. Потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах. За момент анкеровки или передачи усилия предварительного напряжения принимают момент освобождения напрягаемых стержней из технологических анкеров, захватов (при натяжении на упоры) или снижение давления в рабочем цилиндре домкрата (при натяжении на бетон). В конструкциях с предварительным натяжением на упоры усилие обжатия передается с арматуры на бетон за счет сил сцепления и при обеспеченных конструктивных условиях проскальзывания стержней практически не наблюдается. При натяжении на бетон происходит, как правило, дополнительное самоанкеривание, связанное с втягиванием стержня вместе с анкером в анкерный блок и окончательное пластическое прижатие анкерного устройства по поверхности контакта. Величина проскальзывания a_p определяется опытным путем и зависит от типа анкера, состояния поверхности анкеруемого стержня и анкерного устройства, а также от способа анкеровки (статический или динамический). Для наиболее распространенных типов анкеров величина проскальзывания составляет $a_p = 3..8$ мм. Поэтому нормы [1, 6] при определении потерь от проскальзывания арматуры в анкерных устройствах предлагают принимать $a_p \geq 5$ мм.

Потери усилия предварительного напряжения от проскальзывания в анкерных устройствах в общем случае не распространяются равномерно по длине стержня (исключение составляют элементы, в которых напрягаемая арматура располагается вне сечения, либо в очень широких каналах).

Фактором, ограничивающим область влияния скольжения в анкерных устройствах, является трение арматурного напрягаемого элемента о стенки каналов. При этом, как показывает практика, при втягивании стержня сопротивление, возникающее за счет трения, является большим, чем при начальном натяжении.

Область влияния проскальзывания или длина участка x_0 , на котором наблюдается падение усилия предварительного напряжения показана на рис. 12.17. Усилие натяжения P_{0w} на анкерном устройстве будет снижаться до некоторой величины P'_{0w} при проскальзывании.

Величина проскальзывания a_p является, по существу, разницей удлинений напрягаемой арматуры на участке длиной x_0 до и после проскальзывания ее в анкерном устройстве:

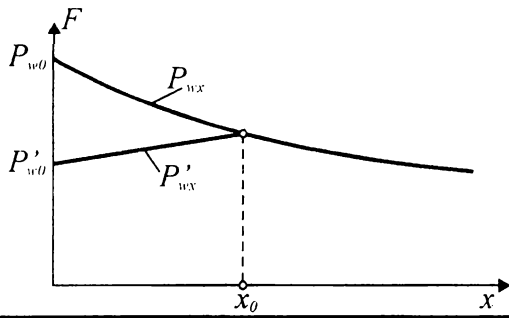


Рис. 12.17.

К определению величины потерь усилия предварительного напряжения арматуры от проскальзывания в анкерных устройствах

$$a_p = \int_0^{x_0} \varepsilon_{pwx} \cdot dx - \int_0^{x_0} \varepsilon'_{pwx} \cdot dx. \quad (12.14)$$

Для прямолинейных напрягаемых стержней принято, что коэффициенты трения одинаковы при натяжении и освобождении (отпуске) стержня ($\mu_p = \bar{\mu}_p = \mu$). Тогда:

$$a_p = \frac{l}{E_s \cdot A_p} \left[\int_0^{x_0} P_{0w} \cdot e^{-\mu x} \cdot dx - \int_0^{x_0} P'_{0w} \cdot e^{+\mu x} \cdot dx \right]. \quad (12.15)$$

Принимая, что $e^{-\mu x} \approx 1 - \mu x$, $e^{+\mu x} \approx 1 + \mu x$, получаем:

$$a_p = \frac{x_0}{E_s \cdot A_p} \left[P_{0w} \left(1 - \frac{\mu x_0}{2} \right) - P'_{0w} \left(1 + \frac{\mu x_0}{2} \right) \right]. \quad (12.16)$$

При $x = x_0$ усилия $P_{0w} = P'_{0w}$, или:

$$P_{0w} \cdot e^{-\mu x_0} = P'_{0w} \cdot e^{+\mu x_0}. \quad (12.17)$$

Приближенное значение P'_{0w} составит:

$$P'_{0w} = P_{0w} \cdot e^{-\mu x} \approx P_{0w} (1 - 2\mu x_0). \quad (12.18)$$

Подставляя (12.18) в (12.16) получаем:

$$a_p \approx \frac{P_{0w} \cdot \mu x_0^2}{E_s \cdot A_p}. \quad (12.19)$$

Из ф. (12.16) можно получить приближенную формулу для определения длины участка x_0 в случае натяжения прямолинейных стержней:

$$x_0 = \sqrt{\frac{a_p \cdot E_s \cdot A_p}{\mu \cdot k \cdot P_0}}. \quad (12.20)$$

Выполняя аналогичные преобразования для случая преднапряжения криволинейными (отогнутыми) стержнями в монографии [35, 36] получена следующая формула для определения длины участка x_0 , включенная в нормы [1, 6]:

$$x_0 = \frac{r}{\mu} \ln \frac{1}{\sqrt{\frac{a_p \cdot \mu \cdot E_s \cdot A_p}{P_0 \cdot r}}}, \quad (12.21)$$

где μ – коэффициент трения напрягаемой арматуры о стенки канала, который следует принимать:

- при трении проволоки по металлической поверхности оболочки – 0,17;
- при трении пучков, канатов по металлической поверхности оболочки – 0,19;
- при трении гладких стержней по металлической поверхности оболочки – 0,35;
- то же для стержней периодического профиля – 0,65;
- при трении пучков, канатов по бетонной поверхности – 0,55;

k – угол отклонения оси трассы напрягаемого стержня на единице длины $0,005 < k < 0,01$ рад/м.

На длине участка $x < x_0$ потери усилия предварительного натяжения составят:

$$\begin{aligned} \Delta P_{sl} &= P_{w0} \cdot e^{-\mu x} - P'_{w0} \cdot e^{+\mu x} = P_{w0} [(1 - \mu x) - (1 - 2\mu x_0)(1 + \mu x)] = \\ &= \frac{2a_p \cdot E_s \cdot A_p}{x_0^2} (x_0 - x + \mu \cdot x \cdot x_0) \end{aligned} \quad (12.22)$$

Учитывая, что произведение $\mu \cdot x \cdot x_0$ представляет собой очень малую величину и его можно не учитывать, окончательно получаем:

$$\Delta P_{sl} = 2a_p \frac{(x_0 - x)}{x_0^2} E_s \cdot A_p, \quad (12.23)$$

где a_p – величина проскальзывания, определяемая опытным путем для соответствующего типа анкерного устройства; для анкеров стаканного типа, колодок с пробками следует принимать $a_p \geq 5$ мм;

x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения; в случае, если $x \geq x_0$, следует принимать $\Delta P_{sl} = 0$.

12.6.2.4. Потери предварительного напряжения в результате упругих деформаций бетона. В момент передачи усилия предварительного напряжения на бетон происходит упругое обжатие последнего. В конструкциях, напрягаемых при натяжении арматуры на упоры, обжатие происходит при освобождении стержней с технологических захватов или при обрезке. При натяжении арматуры на бетон упругое обжатие происходит в процессе создания предварительного напряжения.

В случае, когда предварительное напряжение в конструкциях с натяжением на бетон создают при помощи одного стержня, упругое обжатие происходит до анкеровки и не вызывает этого вида потерь. Если же последовательно осуществляют натяжение несколько стержней, то избежать потерь от упругого обжатия не удастся. Потери обусловлены тем, что каждый последующий напрягаемый стержень вызывает сокращение стержней, которые до этого уже были натянуты и заанкерены.

При проектировании чаще всего важно знать потери не в отдельных стержнях, а суммарное значение потерь ΔP_c .

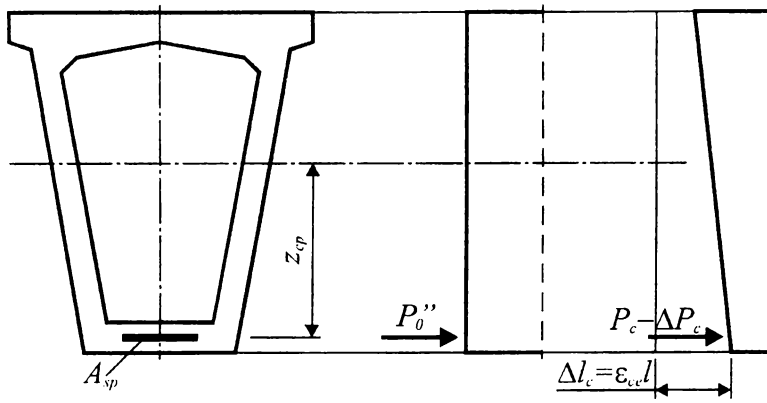


Рис. 12.18.

Упругие деформации бетона, вызванные усилием предварительного обжатия

Независимо от распределения напрягаемого армирования в сечении его заменяют некоторым условным стержнем, размещаемым в центре тяжести сечения арматуры (рис. 12.18).

Упругие деформации бетона на уровне напрягаемого армирования равны:

$$\varepsilon_{ce} = (P_0'' - \Delta P_c) \left(\frac{l}{E_{cm} \cdot A_c} + \frac{z_{cp}^2}{E_{cm} \cdot J_c} \right). \quad (12.24)$$

Одновременно происходит изменение деформации в напрягаемой арматуре:

$$\Delta \varepsilon_{sp} = \frac{\Delta P}{E_s \cdot A_{sp}}. \quad (12.25)$$

Учитывая, что $\varepsilon_{ce} = \Delta \varepsilon_{sp}$ и обозначив $\alpha = \frac{E_s}{E_{sm}}$; $\rho_p = \frac{A_{sp}}{A_c}$, получаем для элементов,

в которых предварительное напряжение выполняется на упоры:

$$\Delta P_c = \alpha \cdot \rho_p \left(1 + z_{cp}^2 \frac{A_c}{J_c} \right) P_0''. \quad (12.26)$$

По результатам опытов величина потерь от упругого обжатия может составлять от 2 до 8 % в зависимости от степени предварительного напряжения и геометрии сечения элемента. При программировании натяжения эти потери могут быть достаточно просто исключены путем некоторой технологической «перетяжки» (до 10 %) стержней сверх назначенного начального контролируемого напряжения $\sigma_{0,max}$. Кроме того, следует выполнять корректировку, учитывающую положение напрягаемых стержней в сечении – стержни, лежащие ниже центра тяжести сечения, получают несколько большие потери и их необходимо дополнительно «перетянуть» (на 1..2 %).

Для определения потерь от упругого обжатия бетона в конструкциях с натяжением арматуры на бетон пользуются приближенной формулой вида:

$$\Delta P_c = \frac{n-1}{2n} \alpha \cdot \rho_p \left(1 - z_{cp}^2 \frac{A_c}{J_c} \right) P_0'', \quad (12.27)$$

где n – количество стержней или групп стержней, напрягаемых не одновременно.

Потери предварительного напряжения от упругого обжатия в конструкциях с натяжением на бетон составляют от 1 до 4 %. Исключить эти потери можно при правильном назначении последовательности натяжения – наибольшую «перетяжку» должны испытывать стержни, натягиваемые первыми, а последние в ней не нуждаются вовсе.

12.6.2.5. Потери предварительного напряжения от релаксации стали. Под релаксацией принято понимать снижение напряжений в арматуре при постоянной величине деформации. Релаксация обусловлена структурными изменениями, происходящими в металле, и зависит, главным образом, от степени предварительного напряжения ($\sigma_{0,max}/f_{pk}$). Для определения потерь от релаксации пользуются эмпирическими формулами:

– при механическом способе натяжения:

а) проволочной

$$\Delta P_{ir} = \left(0.22 \frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}} - 0.1 \right) \sigma_{0,max} A_{sp} \quad (12.28)$$

б) стержневой

$$\Delta P_{ir} = (0.1 \sigma_{0,max} - 20) A_{sp} \quad (12.29)$$

– при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:

а) проволочной

$$\Delta P_{ir} = 0.05 \sigma_{0,max} A_{sp} \quad (12.30)$$

б) стержневой

$$\Delta P_{ir} = 0.03 \sigma_{0,max} A_{sp} \quad (12.31)$$

Если потери предварительного напряжения, определенные по формулам (12.28), (12.29), окажутся отрицательными, их следует принимать равными нулю.

Допускается определять потери от релаксации напряжений арматуры на стадии изготовления конструкции в зависимости от ее релаксационного класса и начального уровня натяжения по табл. 12.2 и 12.3.

Таблица 12.2.

Максимальные потери начальных напряжений в арматуре после выдержки в течение 1000 часов и $t = 20^\circ\text{C}$

	Релаксационный класс арматуры	Тип стержня	$\sigma_{p,0} / f_{pk}$		
			0,6	0,7	0,8
Максимальные потери начальных напряжений в (%) после 1000 часов выдержки при $t = 20^\circ\text{C}$	1	проволока,	4,5	8,0	12,0
	2	канаты	1,0	2,5	4,5
	3	стержни	1,5	4,0	7,0

Таблица 12.3.

Потери предварительного напряжения от релаксации на стадии изготовления конструкции

Время, в час.	1	5	20	100	200	500	1000
Потери от релаксации в (%) от потерь, установленных после 1000 часов выдержки при $t = 20^\circ\text{C}$ (для соответствующего релаксационного класса)	40	60	70	85	90	95	100

12.6.2.6. Потери предварительного напряжения арматуры от температурного перепада, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева при прогреве бетона и устройства, воспринимающего усилие натяжения, нормы [1, 6] рекомендуют рассчитывать по эмпирическим формулам:

– для бетонов классов от $\text{C}^{12}/_{15}$ до $\text{C}^{30}/_{37}$

$$\Delta P_{\Delta T} = 1.25 \cdot \Delta T \cdot A_{sp} \quad (12.32)$$

– для бетонов классов $\text{C}^{35}/_{45}$ и выше

$$\Delta P_{\Delta T} = 1.0 \cdot \Delta T \cdot A_{sp} \quad (12.33)$$

В формулах (12.32) и (12.33) ΔT – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения ($^\circ\text{C}$). При отсутствии точных данных о технологии изготовления конструкции допускается принимать $\Delta T = 65^\circ\text{C}$.

При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимают равными нулю.

12.6.2.7. Потери предварительного напряжения арматуры от деформации анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств при натяжении на упоры следует рассчитывать по формуле:

$$\Delta P_A = \left(\frac{\Delta l}{l} \right) E_s A_{sp}, \quad (12.34)$$

где l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

Δl – обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле:

$$\Delta l = 1,25 + 0,15\varnothing,$$

здесь \varnothing – диаметр, натягиваемого стержня, мм;

l – длина натягиваемого стержня.

12.6.2.8. Потери, вызванные деформациями стальной формы при закреплении на ее упорах напрягаемой арматуры, следует определять по формуле:

$$\Delta P_f = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s A_{sp} \quad (12.35)$$

где η – коэффициент, определяемый по формулам:

– при натяжении арматуры домкратом

$$\eta = \frac{n-1}{2n}$$

– при натяжении арматуры намоточной машиной электромеханическим способом (50 % усилия создается грузом):

$$\eta = \frac{n-1}{4n}$$

здесь n – число групп стержней, натягиваемых не одновременно;

Δl – сближение упоров по линии действия усилия P_0 , определяемое из расчета деформации формы;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

12.6.2.9. Длительные потери предварительного напряжения, вызванные усадкой, ползучестью бетона и длительной релаксацией арматуры. Определение потерь от длительных процессов в соответствии с нормами [1, 6] в общем случае базируются на предпосылке о равенстве деформаций предварительного напряжения арматуры, ненапрягаемой арматуры, установленной в сечении и деформаций укорочения бетона к некоторому произвольному моменту времени $t > t_0$. При этом изменения усилий в арматуре и бетоне выражаются следующим образом:

– снижение усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре:

$$\Delta P_p(t, t_0) = \Delta \sigma_{p,c+s+r}(t, t_0) A_{sp}; \quad (12.36)$$

– усилие в ненапрягаемой арматуре, обусловленное усадкой и ползучестью бетона:

$$\Delta P_{ps}(t, t_0) = \Delta \sigma_s(t, t_0) A_s; \quad (12.37)$$

– снижение усилия обжатия в бетоне:

$$\Delta P_c(t, t_0) = -[A_{sp} \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}(t, t_0) + A_s \cdot \sigma_s(t, t_0)]. \quad (12.38)$$

С учетом принятой предпосылки о равенстве деформаций можно записать:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta \sigma_s(t, t_0)}{E_s} &= \frac{\Delta \sigma_{p,c+s+r}(t, t_0) - \Delta \sigma_{p,r}(t, t_0)}{E_s} = \\ &= \varepsilon_s(t, t_0) + \frac{\sigma_c(t, t_0) \varphi(t, t_0)}{E_c(t, t_0)} + \frac{\Delta P_c(t, t_0)}{E_{c,eff}(t, t_0)} \left[\frac{1}{A_c} + \frac{z_{cp}^2}{J_c} \right] \end{aligned} \quad (12.39)$$

Обозначим $\alpha = \frac{E_s}{E_c(t_0)}$ и, записывая, что $E_{c,eff} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0) \chi(t, t_0)}$ (при $\chi(t, t_0) = 0,8$, получаем:

$$\Delta\sigma_s(t, t_0) = \varepsilon_c(t, t_0)E_s + \alpha \cdot \sigma_c(t_0)\varphi(t, t_0) + \frac{\alpha \cdot \Delta P_c(t, t_0) \left(1 + \frac{z_{cp}^2}{i^2}\right) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]}{A_c} \quad (12.40)$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t, t_0) - \Delta\sigma_{p,r}(t, t_0) = \varepsilon_s(t, t_0)E_s + \alpha \cdot \sigma_c(t, t_0)\varphi(t, t_0) + \frac{\alpha \cdot \Delta P_c(t, t_0) \left(1 + \frac{z_{cp}^2}{i^2}\right) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]}{A_c} \quad (12.41)$$

Домножая (12.40) на A_s , а (12.41) на A_{sp} , и складывая, получаем:

$$\Delta P_c(t, t_0) = \frac{\alpha \cdot \sigma_c(t_0)\varphi(t, t_0)(A_s + A_{sp}) + \varepsilon_s(t, t_0)E_s(A_s + A_{sp}) + \Delta\sigma_{pr}(t, t_0)A_{sp}}{1 + \alpha \left(\frac{A_s + A_{sp}}{A_c}\right) \left(1 + \frac{z_{cp}^2}{i^2}\right) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \quad (12.42)$$

где $\sigma_c(t_0)$ – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести активного и пассивного армирования (всей арматуры в сечении) к моменту времени t_0 ;

Принимая, что $\sigma_c(t_0) = \sigma_{cp} + \sigma_{cp,0}$, получаем окончательно:

$$\Delta P_c(t, t_0) = \frac{\varepsilon_s(t, t_0)E_s(A_s + A_{sp}) + \Delta\sigma_{pr}(t, t_0)A_p + \alpha \cdot \varphi(t, t_0)(\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})(A_s + A_{sp})}{1 + \alpha \left(\frac{A_s + A_p}{A_c}\right) \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \quad (12.43)$$

где $\varepsilon_s(t, t_0)$ – ожидаемые деформации усадки бетона к моменту времени t , определяемые в соответствии с указаниями главы 4;

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до t , определяемые в соответствии с указаниями главы 4;

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес;

$\sigma_{cp,0}$ – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых потерь $t = t_0$);

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменение напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали. Допускается определять по табл. 12.2 и 12.3 в зависимости от уровня напряжений σ_p/f_{pk} , принимая $\sigma_p = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь в $t = t_0$) и от действия практически постоянной комбинации нагрузок;

$\alpha_p = E_p/E_{cm}$, E_p – модуль упругости напрягаемой арматуры;

A_c, J_c – соответственно площадь и момент инерции бетонного сечения;

z_{cp} – расстояние между центрами тяжести бетонного сечения и напрягаемой арматуры.

В формуле (12.43) сжимающие напряжения следует принимать со знаком «минус».

12.6.2.10. Потери предварительного напряжения от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, натягиваемой на бетон, при диаметре конструкции до 3 м следует определять по формуле:

$$\Delta P_{sp} = (70 - 0,22D_{ext}) A_{sp} \quad (12.44)$$

где D_{ext} – наружный диаметр конструкции, см.

12.6.2.11. Потери, вызванные деформациями обжатия стыков между блоками для конструкций, состоящих из отдельных блоков следует определять по формуле:

$$\Delta P_{ob} = \frac{n \cdot \Delta l}{l} E_p \cdot A_{sp} \quad (12.45)$$

где n – число швов конструкции оснастки по длине натягиваемой арматуры;
 Δl – обжатие стыков, применяемое равным: 0,3 мм – для стыков, заполненных бетоном, 0,5 мм – при стыковании насухо;
 l – длина натягиваемой арматуры, мм.

При расчете элементов, выполненных из напрягающего бетона (самонапряженных элементов), учитываются только потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона. Параметры усадки и ползучести для напрягающего бетона допускается принимать в соответствии с требованиями, изложенными в главе 4.

Для самонапряженных конструкций, эксплуатирующихся во влажных условиях, потери от усадки не учитываются.

Потери предварительного напряжения следует определять и учитывать в порядке их проявления в соответствии со схемами, показанными на рис. 12.12 а и б. При этом усилие предварительного обжатия $P_{m,0}$ к моменту времени $t = t_0$, действующие после передачи предварительного обжатия на конструкцию (при натяжении на упоры) или после завершения натяжения (при натяжении на бетон) должно быть не более:

$$P_{m,0} = \sigma_{pm,0} \cdot A_{sp} \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_{sp} \quad (12.46)$$

Величина усилия предварительного напряжения $P_{m,0}$ определяется по формулам:

– при натяжении на упоры:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_T - \Delta P_A - \Delta P_c(t); \quad (12.47)$$

– при натяжении на бетон:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)}. \quad (12.48)$$

Среднее значение усилия предварительного напряжения $P_{m,t}$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) не должно быть большим, чем это установлено условием:

$$P_{m,t} = \sigma_{pm,t} \cdot A_{sp} \leq 0,65 f_{pk} \cdot A_{sp} \quad (12.49)$$

В формуле (12.49) значение усилия $P_{m,t}$ определяют:

– при натяжении арматуры на упоры

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t); \quad (12.50)$$

– при натяжении на бетон

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) - \Delta P_{sp} - \Delta P_{ob}. \quad (12.51)$$

12.7. Усилие предварительного обжатия

В соответствии с требованиями норм [1, 6] при расчете предварительно напряженной конструкции по предельным состояниям первой и второй групп следует принимать усилия предварительного обжатия, соответствующее рассматриваемой расчетной ситуации (начальная, постоянная).

При расчете по предельным состояниям первой группы

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{m,t} \quad (12.52)$$

При расчете по предельным состояниям второй группы следует рассматривать следующие нормативные значения усилия предварительного обжатия

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t} \quad (12.53)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t} \quad (12.54)$$

В формулах (12.52).. (12.54) приняты следующие обозначения:

P_d – расчетное значение усилия предварительного обжатия.

r_{sup} – коэффициент, определяющий верхний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям второй группы, принимаемый равным 1,05 для конструкций с натяжением арматуры на бетон и без сцепления с бетоном, 1,1 – при натяжении на упоры;

r_{inf} – коэффициент, определяющий нижний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям второй группы, принимаемый равным 0,95 для конструкций с натяжением арматуры на бетон и без сцепления, 0,9 – при натяжении на упоры;

γ_p – частный коэффициент безопасности для усилия предварительного обжатия, принимаемый равным:

– при благоприятных эффектах, создаваемых предварительным напряжением (например, повышение устойчивости) – 0,9 или 1,0;

– то же при неблагоприятных эффектах (например, расчет прочности конструкции в момент передачи усилия обжатия) – 1,2 или 1,0.

Допускается принимать $\gamma_p = 1,0$.

Коэффициент безопасности γ_p в ф. (12.52) обеспечивает необходимую надежность предварительного напряжения и играет роль фактора запаса, аналогично как это сделано при назначении расчетных характеристик материалов. Значение коэффициента γ_p принимается в зависимости от того, способствует ли оно улучшению сопротивления конструкции, или наоборот. В первом случае предварительное напряжение для гарантии безопасности следует вводить в расчет с коэффициентом γ_p

меньшим единицы, а во втором – увеличивать предварительное напряжение с помощью коэффициента γ_p , большего единицы.

Например, при расчете прочности конструкции от действия внешних нагрузок усилие предварительного напряжения в арматуре, расположенной в растянутой зоне, повышает трещиностойкость и жесткость сечения, поэтому его надо учитывать с коэффициентом γ_p , меньшим единицы, а в арматуре, расположенной в сжатой зоне, снижает прочность сечения, поэтому его надо вводить с коэффициентом γ_p , большим единицы. В расчете прочности конструкции при действии усилия предварительного обжатия оказывается, что чем выше уровень предварительного напряжения, тем опаснее для конструкции, поэтому в расчетах следует использовать $\gamma_p > 1$.

12.8. Нормальные напряжения при обжатии

Нормальные напряжения σ_x в бетоне следует рассчитывать как для линейно-упругого материала, принимая соответствующие знаки при N_{sd} , N_{pd} , N_{Sd} , e_0 , z_{cp} и y по формуле

$$\sigma_x = \sigma_{cN} + \sigma_{cNp}, \quad (12.55)$$

в которой

$$\sigma_{cN} = \frac{N_{sd}}{A_c} + \frac{(N_{sd} \cdot e_0 - M_{sd}) \cdot y}{J_c} \quad (12.56)$$

$$\sigma_{cNp} = \frac{N_{pd}}{A_c} + \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot y}{J_c} \quad (12.57)$$

где N_{sd} и M_{sd} – осевая продольная сила и изгибающий момент от соответствующей комбинации внешних нагрузок;

N_{pd} – осевое усилие от предварительного напряжения арматуры, значение которого принимается в зависимости от расчетной ситуации;

e_0 – эксцентриситет усилия N_{sd} относительно центра тяжести бетонного сечения;

z_{cp} – расстояние от точки приложения обжимающей силы N_{pd} до центра тяжести бетонного сечения;

y – расстояние от рассматриваемого волокна до центра тяжести бетонного сечения.

Значение усилия N_{pd} следует принимать:

– при расчете потерь предварительного напряжения на стадии эксплуатации – $N_{pd} = P_{mi}$;

– при расчетах конструкций по второй группе предельных состояний – $N_{pd} = P_{k,sup}$ и $P_{k,inf}$.

При обеспеченном сцеплении арматуры с бетоном (в том числе после инъектирования каналов) площадь сечения A_c и его момент инерции J_c следует определять с учетом площади арматуры (с коэффициентом приведения $\alpha = E_s/E_{cm}$), учитывая ослабления сечения каналами.

12.9. Определение основных параметров самоупрочнения при физико-химическом способе предварительного напряжения конструкций

Физико-химический способ предварительного напряжения (самоупрочнения) основан на применении для изготовления конструкции напрягающего бетона. В отличие от традиционных бетонов на основе портландцементного вяжущего, напрягающие бетоны претерпевают в процессе твердения наперед заданное объемное расширение. При этом бетоны, изготовленные на напрягающем цементе, имеют механизм т.н. «твердофазового» расширения, когда увеличение объема происходит при некоторой начальной прочности бетона ($f'_c = 7,5..10$ МПа), достаточной для обеспечения сцепления с арматурой, расположенной в конструкции.

В армированном элементе при обеспеченном сцеплении арматуры и бетона деформациям расширения (источником которого является гидросульфат алюмината кальция, образующийся в процессе гидратации вяжущего) препятствует арматура. В результате совместного деформирования с бетоном арматура оказывается растянутой и, стремясь возвратиться в исходное состояние, обжимает конструкцию. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций с применением напрягающего бетона подробно рассмотрены в монографии [33].

Растягивающие напряжения в продольной арматуре на стадии расширения напрягающего бетона определяются исходя из величины ее связанной деформации:

$$\sigma_{CEi,0} = \varepsilon_{s,CEi,0} \cdot E_s, \quad (12.58)$$

где $\varepsilon_{s,CEi,0}$ – относительные деформации « i -го» стержня арматуры к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона, определяемые по формуле:

$$\varepsilon_{s,CEi,0} = \varepsilon_{s,CE} \pm \Psi_{CE} \cdot \gamma_{s,i}, \quad (12.59)$$

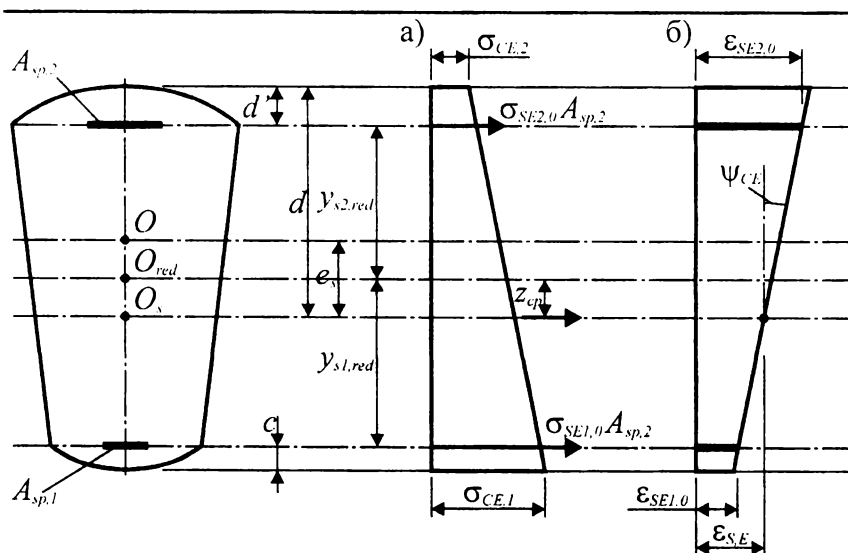


Рис. 12.19.

Схемы распределения напряжений (а) и продольных деформаций (б) по высоте сечения элемента из напрягающего бетона к моменту стабилизации расширения

здесь $y_{s,i}$ – расстояние от центра тяжести всей арматуры в сечении до рассматриваемого стержня;

$\varepsilon_{s,CE}$ – относительная деформация на уровне центра тяжести всей продольной арматуры в сечении, ограничивающей деформации, определяемая по эмпирической формуле:

$$\varepsilon_{s,CE} = \frac{1}{\rho_l \cdot E_s} f_{CE,d} \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_w. \quad (12.60)$$

В формуле (12.60):

ρ_l – коэффициент армирования сечения, определяемый по формуле

$$\rho_l = \frac{\sum_{i=1}^n A_{sp,i}}{A_{CE}}; \quad (12.61)$$

$f_{CE,d}$ – расчетное самоупругие, определяемое в зависимости от марки по самоупругие напрягающего бетона по табл. 12.4;

k_p – коэффициент, учитывающий ограничивающее влияние продольного армирования на деформации расширения напрягающего бетона, и определяемый по формуле

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57\rho_l}{0,0057 + \rho_l}}; \quad (12.62)$$

k_s – коэффициент, учитывающий расположение ограничивающей арматуры, и принимаемый равным:

- при одноосном ограничении – 1,0;
- при двухосном ограничении – 1,2;
- при трехосном ограничении – 1,5;

k_e – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета ограничивающего армирования e_s (расстояния между центром тяжести всей арматуры в сечении и центром тяжести бетонного сечения), определяемый по формуле

$$k_e = 1 - 1,25 \left(\frac{e_s}{d} \right); \quad (12.63)$$

Ψ_{CE} – кривизна самоупругие элемента к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона, определяемая по формуле

$$\Psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p \cdot k_s}{\rho_l \cdot E_s \cdot h} \delta_2 \left(\frac{e_s}{d} \right); \quad (12.64)$$

здесь h – полная высота сечения самоупругие элемента;

d – расстояние от верхней (наиболее удаленной) грани сечения до центра тяжести всей арматуры в сечении;

δ_2 – эмпирический коэффициент, принимаемый равным 4,9;

k_w – коэффициент, учитывающий влияние начальной прочности бетона к моменту начала увлажнения ($f_{CE,ko}$), определяемый по формуле

$$k_w = (0,1 f_{CE,ko})^{-0,8}. \quad (12.65)$$

Таблица 12.4.

Нормативные и расчетные самоупреждения напрягающего бетона

Марка бетона по самоупреждению*)	S _p 0,6	S _p 0,8	S _p 1,0	S _p 1,2	S _p 1,5	S _p 2,0	S _p 2,5	S _p 3,0	S _p 4,0
Нормативное сопротивление бетона $f_{CE,d}$, МПа	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
Расчетное самоупреждение бетона $f_{CE,d}$, МПа	0,48	0,64	0,80	0,96	1,20	1,60	2,00	2,40	3,20

*) Марка напрягающего бетона по самоупреждению – значение максимального напряжения сжатия в бетоне (МПа), создаваемого в результате его расширения при коэффициенте осевого продольного армирования $\rho_l = 0,01$ и контролируемая в соответствии со стандартными методиками [33]

При расчете самоупрежденной конструкции по предельным состояниям первой и второй группы следует учитывать усилия предварительного напряжения (самоупреждения), соответствующие рассматриваемой расчетной ситуации, определяемые как:

– среднее усилие обжатия (самоупреждения):

$$P_{m,CE} = P_{0,CE} - \Delta P(t); \quad (12.66)$$

– при расчете по предельным состояниям второй группы усилие предварительного обжатия (самоупреждения):

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,CE}; \quad (12.67a)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,CE}; \quad (12.67b)$$

– при расчете по предельным состояниям первой группы:

$$P_d = \gamma_d \cdot P_{m,CE}. \quad (12.68)$$

В формуле (12.66):

$P_{0,CE}$ – начальное усилие предварительного напряжения (самоупреждения) к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона;

$\Delta P(t)$ – потери самоупреждения к моменту времени t , определяемые в соответствии с положениями, изложенными в п. 12.6.2.9.

Усилие предварительного обжатия (самоупреждения) $P_{0,CE}$ и его эксцентриситет z_{cp} относительно центра тяжести приведенного сечения (см. рис. 12.19) определяют по формулам:

$$P_{0,CE} = \sum_{i=1}^n \sigma_{s,CEi,0} \cdot A_{sp,i}; \quad (12.69)$$

$$z_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{s,CEi,0} \cdot y_{si,red}}{P_{0,CE}}; \quad (12.70)$$

где $y_{si,red}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести « i -го» арматурного стержня в рассматриваемом сечении.

12.10. Особенности расчетов предварительно напряженных конструкций

12.10.1. Общие положения

В соответствии с положениями, изложенными в [1, 6], при проектировании предварительно напряженных конструкций действуют все требования, касающиеся материалов, основ проектирования и конструирования, относящиеся к железобетонным конструкциям. При этом следует дополнительно учитывать особенности сопротивления таких конструкций при действии усилий предварительно напряжения.

Расчет по прочности нормальных сечений предварительно напряженных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил в общем случае следует производить в соответствии с положениями деформационной модели, изложенными в разделе 6.2, принимая следующие расчетные характеристики арматуры:

- напрягаемой $f_{pd} = 0,9 f_{02k} / \gamma_s$, при $\gamma_s = 1,2$;
- без предварительного напряжения $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, при $\gamma_s = 1,15$.

При расчете по прочности предварительно напряженных конструкций по альтернативной модели в предположении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне бетона в случае соблюдения условия $\xi \leq \xi_{lim}$, расчетное сопротивление высокопрочной арматуры f_{pd} следует дополнительно умножать на коэффициент γ_{sn} , определяемый по формуле

$$\gamma_{sn} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_{lim}} - 1 \right) \leq \eta, \quad (12.71)$$

где η – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

- S800 – 1,15;
- S1200 – 1,10;
- S1400 – 1,15.

Для случая центрального растяжения, а также внецентренного растяжения продольной силой, расположенной между равнодействующими усилий в арматуре, следует принимать значение $\gamma_{sn} = \eta$.

При наличии сварных стыков в зоне элемента с изгибающими моментами, превышающими $0,9 M_{Sd,max}$, значение коэффициента γ_{sn} следует принимать:

- для арматуры классов S800 не более 1,10;
- для арматуры классов S1200 не более 1,05.

Коэффициент γ_{sn} не следует учитывать при расчетах:

- на действие многократно повторяющихся нагрузок;
- элементов, армированных высокопрочной проволокой, расположенной вплотную (без зазоров);
- элементов эксплуатирующихся в агрессивной среде.

Расчет по прочности на срез наклонных сечений следует производить в соответствии с требованиями главы 7 с учетом влияния усилия предварительно обжатия.

При расчете предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям второй группы необходимо проверять следующие критерии:

– ограничение напряжений

в бетоне:

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \text{– верхняя граница ползучести;}$$

$$\sigma_c \leq 0,60f_{ck} \quad \text{– возможность образования продольных трещин;}$$

$$\sigma_{ct} \leq 0 \quad \text{– отсутствие растяжения (при выполнении требований для соответствующих классов по условиям эксплуатации конструкции по табл. 3.9;}$$

в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_p \leq 0,75f_{pk};$$

в ненапрягаемой арматуре:

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$$

ограничение ширины раскрытия трещин w_k согласно табл. 10.1;

ограничение прогибов согласно табл. 11.1.

Предварительно-напряженные элементы должны иметь в растянутой зоне такое количество стержней, чтобы разрыв одного или нескольких из них не приводил бы к внезапному (хрупкому) разрушению конструкции. Минимально допустимое количество напрягаемых стержней приведено в табл. 12.5.

Таблица 12.5.

Минимальное количество напрягаемых стержней в растянутой зоне

Вид стержня	Минимальное количество
Отдельные проволоки	3
Один канат или одна прядь, состоящая не менее, чем из 7 проволок	1
Канаты с меньшим числом проволок	3

12.10.2. Особенности расчета предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям первой группы

12.10.2.1. Расчет предварительно напряженных элементов по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил. В общем случае расчет предварительно напряженных элементов по прочности следует производить в соответствии с положениями деформационной модели, изложенной в разделе 6.2. При этом, как и при расчете железобетонных конструкций, принимаются следующие основные допущения:

- для расчетного нормального сечения является справедливой гипотеза плоских сечений;
- при расчете прочности не учитывается сопротивление бетона в растянутой зоне;
- принимается условие полного сцепления напрягаемой и ненапрягаемой арматуры с бетоном;
- напряжения и деформации материалов (бетона, напрягаемой и ненапрягаемой арматуры) связаны диаграммами деформирования, представленными в главах 4 и 5;

– при расчете учитывается влияние предварительного напряжения в напрягаемой арматуре на прочность сечения при ее расположении в сжатой зоне сечения.

Схемы распределения относительных деформаций по высоте сечения, нормального к продольной оси, при расчете прочности предварительно напряженной конструкции показаны на рис. 12.20.

Можно выделить три основных способа, посредством которых учитывают предварительное напряжение при расчетах прочности нормальных сечений.

В соответствии с *первым* и наиболее распространенным способом эффекты от предварительного напряжения учитывают в расчетных уравнениях общего деформационного метода частично в уравнениях прочности сечения M_{Rd}, N_{Rd} (учитывая начальные деформации натяжения в напрягаемой арматуре ϵ_{pm}) и частично в векторе усилий от внешних нагрузок M_{Sd}, N_{Sd} (рассматривая усилие предварительного напряжения P_{mi} как внешнюю обжимающую силу, приложенную к сечению). Такой подход рекомендуют принимать нормы [1, 6] по проектированию железобетонных конструкций. Укрупненный алгоритм расчета прочности нормального сечения в соответствии с этим способом приведен на рис. 12.20. Методология решения такой задачи подробно рассмотрена в разделе 6.2.

По *второму* способу усилие предварительного напряжения полностью рассматривается в виде дополнительных внешних сил, приложенных к сечению ($\bar{M}_{Sd}, \bar{N}_{Sd}$). Внутренние усилия определяются в этом случае как для бетонного или железобетонного (при наличии ненапрягаемой арматуры) элемента, т.е. без учета предварительного напряжения. Эффект предварительного напряжения заменяется некоторым внешним квазизагружением, состоящим из сжимающих усилий, приложенных к бетону на уровне центров тяжести напрягаемых стержней. При этом величина обжимающего усилия для «*i*-го» стержня составляет:

$$F_{pdi} = \sigma_{pi} \cdot A_{spi} , \quad (12.72)$$

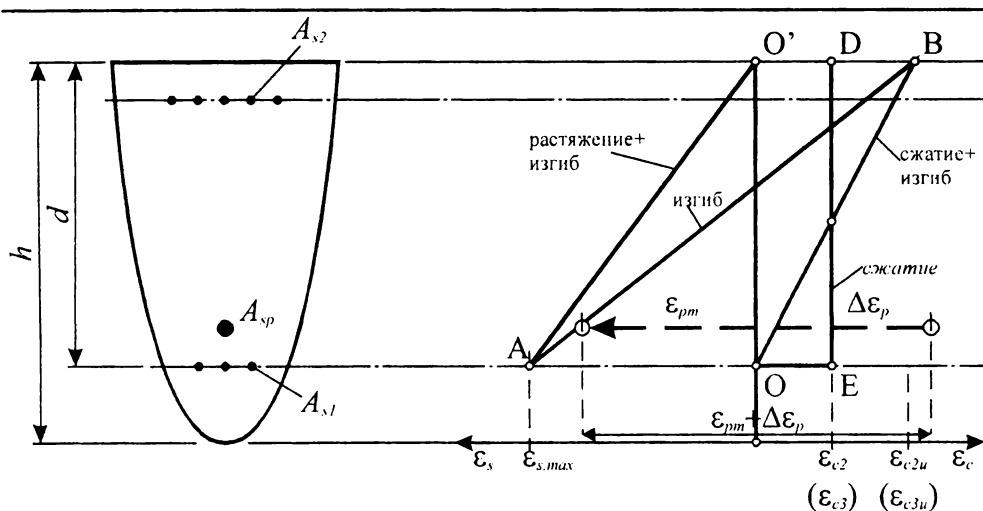
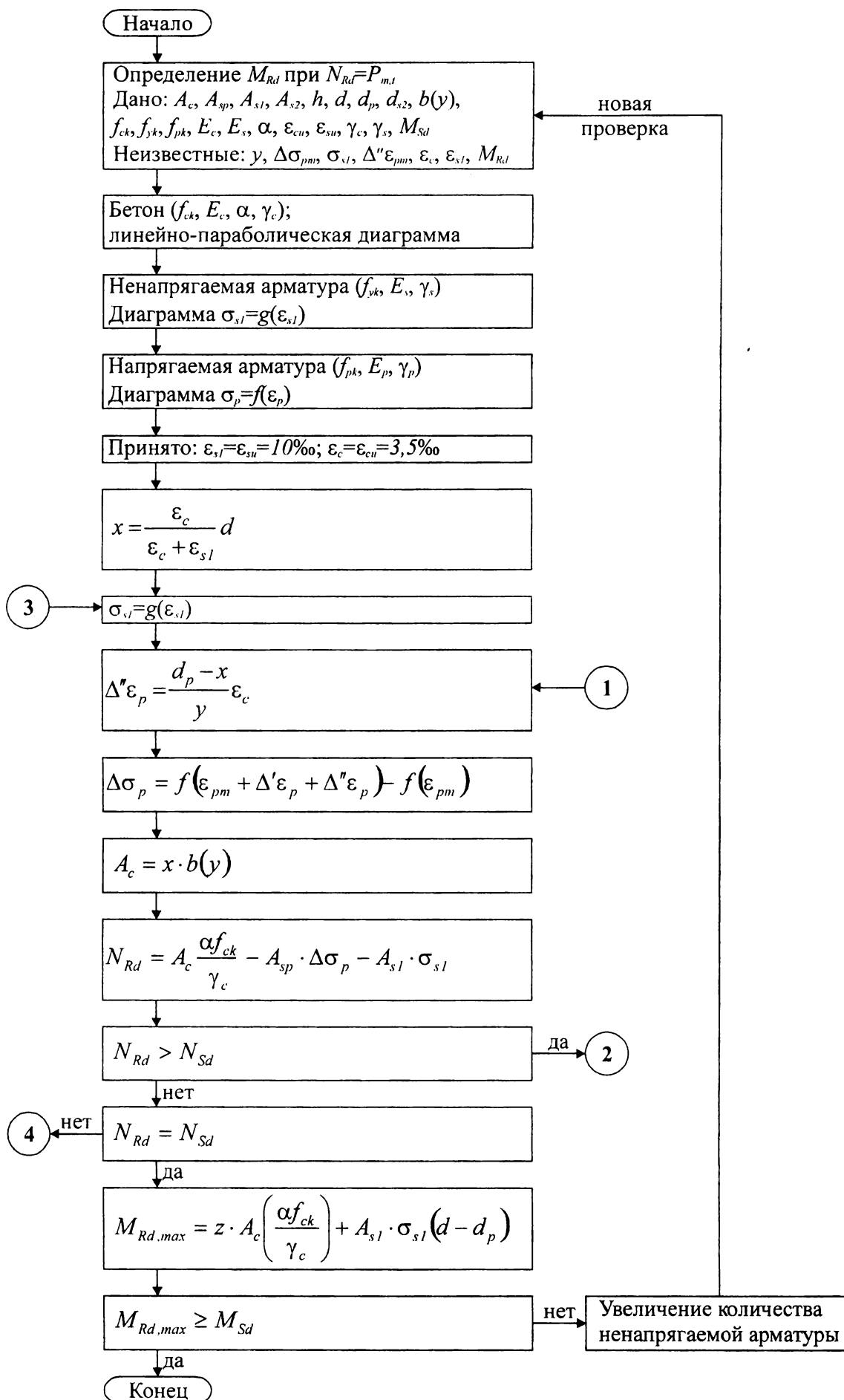


Рис. 12.20.

Схема распределения деформаций по высоте сечения при расчете предварительно напряженной конструкции по прочности



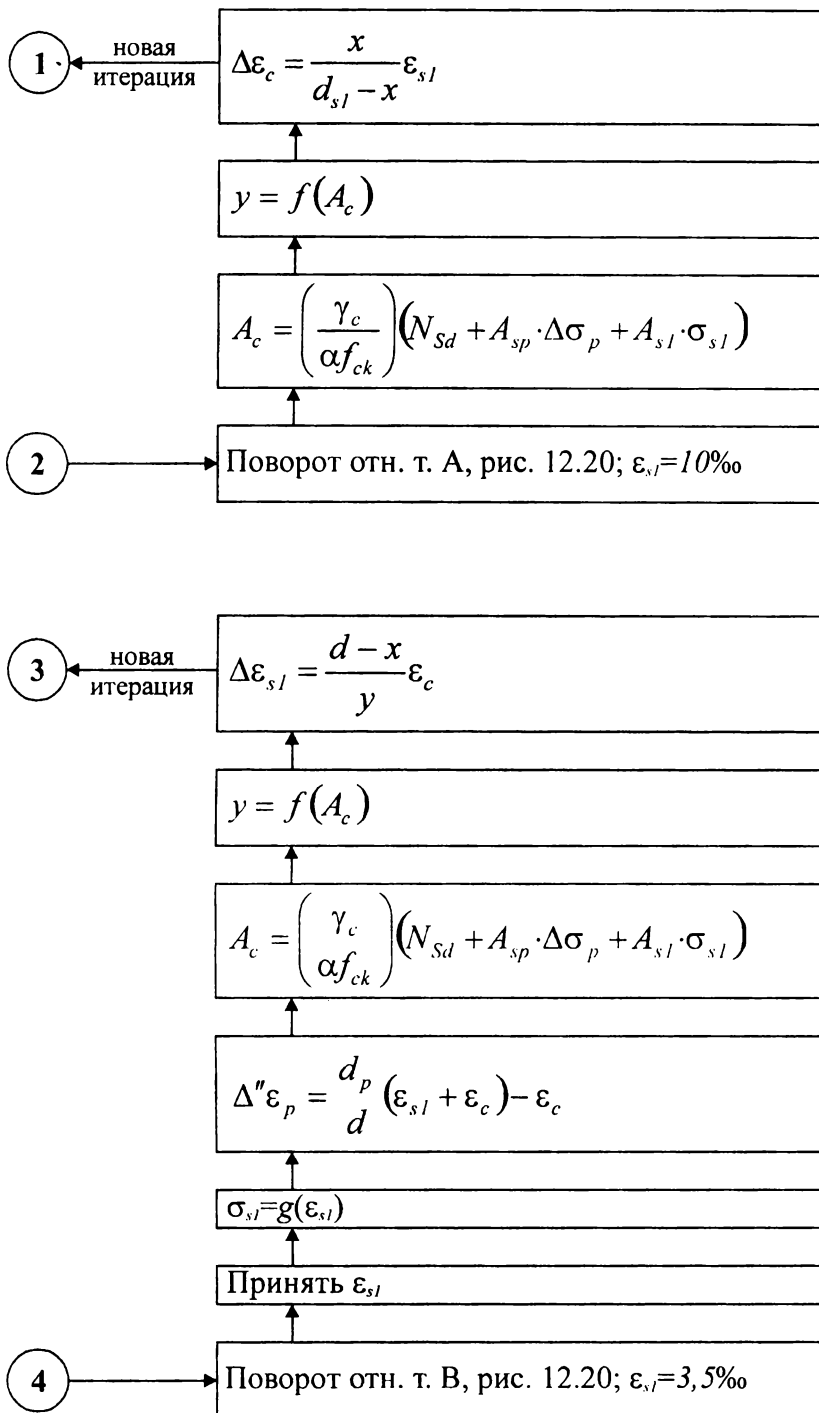


Рис. 12.21.

Укрупненный алгоритм расчета прочности нормального сечения предварительно напряженной конструкции (первый способ)

где σ_{pi} – растягивающее напряжение в арматуре, соответствующее сумме начальной деформации натяжения (с учетом потерь) и приращения деформации от нагрузки, т.е.

$$\sigma_{pi} = f(\gamma_p \cdot \varepsilon_{pm,i} + \Delta\varepsilon_{pi}). \quad (12.73)$$

Тогда усилия от внешней нагрузки с учетом дополнительных усилий от предварительного напряжения в общем случае составят:

$$\bar{N}_{Sd} = N_{Sd} + \sum_{i=1}^n F_{pdi}, \quad (12.74)$$

$$\bar{M}_{Sd} = M_{Sd} + \sum_{i=1}^n F_{pdi} \cdot z_i, \quad (12.75)$$

где N_{Sd}, M_{Sd} – усилия, вызванные действием нагрузки;

z_i – расстояние от выбранной моментной оси до соответствующего напрягаемого стержня в сечении.

Решение находят в соответствии с методами, изложенными в разделе 6.2.

По **третьему** способу предварительное напряжение в напрягаемой арматуре учитывается при определении ξ_{lim} – граничной относительной высоты сжатой зоны сечения, используемой при расчете по методу предельных усилий.

Как было показано ранее при предварительном напряжении в арматуре к деформациям, вызванным удлинением арматуры под действием внешних нагрузок от состояния, когда они равны нулю, добавляются деформации ε_{pm} , вызванные предварительным напряжением арматуры. Тогда полная величина деформаций в напрягаемой арматуре с учетом положений, изложенных в главе 6, будет определяться по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}}{1 - \omega/I, I} \left(\frac{\omega}{\xi} - I \right) + \sigma_{pm}, \quad (12.76)$$

т.е. напряжения увеличиваются на размер величины предварительного напряжения σ_{pm} . При $\xi = \omega$ напряжения в арматуре не равны нулю, а принимают значение $\sigma_{sp} = \sigma_{pm}$.

В области неупругих деформаций напряжения в арматуре определяются прочностными характеристиками стали в соответствии с диаграммой « $\sigma_s - \varepsilon_s$ », не зависящими от предварительного напряжения. Для высокопрочных сталей это предел пропорциональности $0,8f_{yd}$, условный предел текучести f_{pd} и временное сопротивление kf_{yd} , между которыми изменяются напряжения в арматуре в соответствии с упрощенной диаграммой « $\sigma_s - \varepsilon_s$ ». Граничные значения относительной высоты сжатой зоны в предварительно напряженных конструкциях зависят от величины предварительного напряжения σ_{pm} , т.к. они связаны с упругой областью работы высокопрочной арматуры [24].

Для высокопрочных сталей граничные значения относительной высоты сжатой зоны бетона, отвечающие достижению условного предела текучести f_{pd} , могут быть получены из уравнения (12.76), подставляя значения $\sigma_{pm} = f_{pd} + 400$:

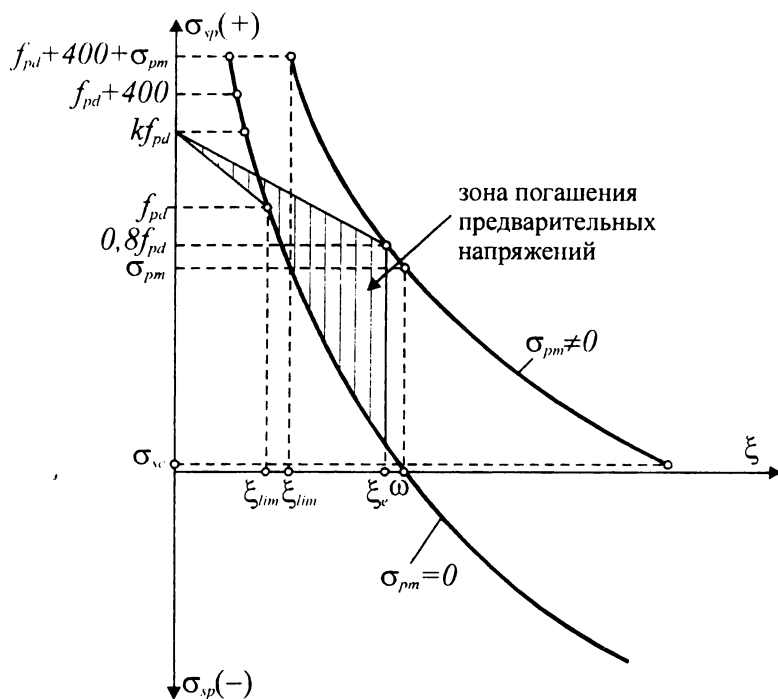


Рис. 12.22.

Зависимость напряжений в арматуре от величины относительной высоты сжатой зоны для высокопрочных сталей согласно [24]

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \left[\frac{(f_{pd} + 400 - \sigma_{pm})}{\sigma_{sc,u}} \right] (1 - \omega/1,1)}. \quad (12.77)$$

На рис. 12.22 показаны графики изменения напряжений в арматуре в зависимости от относительной высоты сжатой зоны при наличии и отсутствии предварительного напряжения σ_{pm} , из которых видно, что в упругой области работы той или другой арматуры разница в величине напряжений составляет σ_{pm} . При переходе в неупругую область деформаций разница между напряжениями постепенно уменьшается, стремясь к нулю при достижении в арматуре физического предела текучести (мягкие стали) или временного сопротивления (высокопрочные стали). В этом проявляется так называемое «погашение» предварительного напряжения [24]. При наличии предварительного напряжения значения граничной относительной высоты сжатой зоны выше, т.е. напрягаемая арматура достигает условного предела текучести при больших значениях относительной высоты сжатой зоны.

Приведенные зависимости, по существу, представляют собой условия деформативности по нормальному сечению предварительно напряженного элемента в случае, когда начальное предварительное напряжение $\sigma_{0,max}$ находится в области упругих деформаций арматуры. Если же начальные предварительные напряжения $\sigma_{0,max}$ оказываются в области неупругой деформации, то при последующем снижении предварительного напряжения от релаксации и других потерь, а также при передаче напряжения на бетон до σ_{pm} , в расчете следует учитывать дополнительные неупругие деформации $\Delta \epsilon_{pm}$ и соответствующие им напряжения $\Delta \sigma_{pm}$, связанные с переходом предварительных напряжений в неупругую область.

Как видно из рис. 12.23 полная величина деформаций предварительно напряженной арматуры $\epsilon_{s,tot}$ складывается из составляющих:

$$\sigma_{s,lim} = f_{pd} + 400 - \sigma_{pm} - \Delta\sigma_{pm}, \quad (12.82)$$

получаем:

$$\sigma_{s,lim} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi_{lim}} - 1 \right). \quad (12.83)$$

Тогда:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \left(\frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \right) \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}. \quad (12.84)$$

В формуле (12.82) напряжения $\Delta\sigma_{pm}$ от неупругих деформаций напрягаемой арматуры вычисляются по эмпирической зависимости:

$$\Delta\sigma_{pm} = 1800 \frac{\sigma_{pm}}{f_{yd}} - 1200 \geq 0. \quad (12.85)$$

12.10.2.2. Особенности расчетов предварительно напряженных элементов при действии поперечной силы (среза). Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечной силы (на срез) следует производить как и для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой. Влияние усилия предварительного обжатия следует учитывать принимая $N_{Sd} = N_{Pd}$.

При расчете поперечной силы $V_{Sd,red}$ следует учитывать благоприятное влияние вертикальной составляющей усилия предварительного обжатия для стержней, отогнутых под углом α_o

$$V_{Sd,red} = V_{Sd} - N_{Pd} \cdot \sin\alpha_o. \quad (12.86)$$

12.10.3. Особенности расчетов предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям второй группы

12.10.3.1. Расчет при действии изгибающих моментов и продольных сил.

При расчете нормальных сечений по предельным состояниям второй группы в рамках общего деформационного метода, изложенного в разделе 6.1, следует рассматривать две стадии (рис. 12.24):

- стадию декомпрессии (погашения начальных сжимающих напряжений в бетоне, на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызванных предварительным напряжением);
- стадию трещинообразования (после погашения начальных сжимающих напряжений в бетоне, вызванных предварительным напряжением).

В связи с этим вектор усилий, вызванных действием внешних нагрузок в расчетном сечении конструкции, в общем случае следует рассматривать как сумму:

$$\Delta N_{Sd} = \Delta N_{Sd,1} + \Delta N_{Sd,2}, \quad (12.87)$$

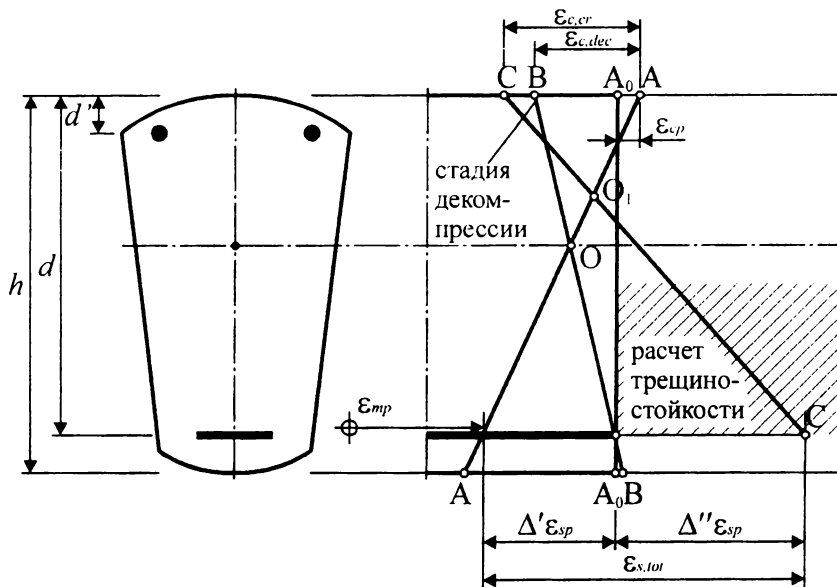


Рис. 12.24.

К расчету нормального сечения предварительно напряженной конструкции по предельным состояниям второй группы

A–A – деформированное состояние после обжатия к моменту времени t ;

B–B – стадия декомпрессии (напряжения в бетоне на уровне напрягаемой арматуры равны нулю);

C–C – деформированное состояние сечения с трещиной (расчет ширины раскрытия трещины производится на приращение относительной деформации $\Delta^* \epsilon_{sp}$).

$$\Delta M_{Sd,x} = \Delta M_{Sd,x1} + \Delta M_{Sd,x2}, \quad (12.88)$$

$$\Delta M_{Sd,y} = \Delta M_{Sd,y1} + \Delta M_{Sd,y2}, \quad (12.89)$$

где $\Delta N_{Sd,1}$, $\Delta M_{Sd,x1}$, $\Delta M_{Sd,x2}$ – приращения усилий от внешней нагрузки, вызывающие погашение начальных сжимающих напряжений бетона, вызванных предварительным напряжением, на наиболее растянутой грани сечения, рассматриваемой на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры;

$\Delta N_{Sd,1}$, $\Delta M_{Sd,x1}$, $\Delta M_{Sd,x2}$ – приращения усилий от внешней нагрузки, приводящее к трещинообразованию сечения.

Определение компонентов вектора усилий, приводящих к стадии декомпрессии, производят по правилам расчета упругих материалов по приведенному сечению из решения системы уравнений равновесия:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N_{Sd} \\ \Delta M_{Sd,x} \\ \Delta M_{Sd,y} \end{Bmatrix}_{I(dec)} = \frac{I}{E_{cm}(t)} \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\sigma_{pm}(t) \\ -\gamma_x(t) \\ -\gamma_y(t) \end{Bmatrix}, \quad (12.90)$$

где $\sigma_{pm}(t)$ – напряжения в рассматриваемой точке сечения к моменту времени t , вызванные предварительным напряжением с учетом всех потерь;

R_{ik} – элементы матрицы мгновенных жесткостей сечения, определяемые как для упругого материала по приведенному сечению по формулам:

$$R_{11} = A_{red} = \int_S dA; R_{12} = R_{21} = B_{red,y} = \int_S x \cdot dA; R_{13} = R_{31} = B_{red,x} = \int_S y \cdot dA;$$

$$R_{22} = J_{red,y} = \int_S x^2 \cdot dA; R_{23} = R_{32} = J_{red,xy} = \int_S x \cdot y \cdot dA; R_{33} = J_{red,x} = \int_S y^2 \cdot dA;$$

$$\gamma_x(t) = \frac{\partial \sigma}{\partial y}; \gamma_y(t) = \frac{\partial \sigma}{\partial x} \text{ – градиенты напряжений.}$$

При коэффициенте приведения $\alpha = E_s/E_{cm}(t)$ напряжения в любой точке сечения $\sigma_c(t)_{x,y}$ могут быть определены:

$$\sigma_c(t)_{x,y} = \sigma_{pm}(t) + \gamma_y(t) \cdot x + \gamma_x(t) \cdot y. \quad (12.91)$$

Изменение деформаций сечения на стадии декомпрессии определяется из решения системы уравнений:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{0,z} \\ \Delta \psi_x \\ \Delta \psi_y \end{Bmatrix}_{I(dec)} = \frac{I}{E_{cm}(t)} \begin{Bmatrix} -\sigma_{pm}(t) \\ -\gamma_x(t) \\ -\gamma_y(t) \end{Bmatrix}, \quad (12.92)$$

где $\Delta \varepsilon_{0,z}$ – продольная деформация оси на уровне рассматриваемой точки сечения;

$\Delta \psi_x, \Delta \psi_y$ – соответственно кривизны этой оси в плоскостях, совпадающих с осями x и y .

Деформации в любой точке сечения с координатами (x,y) на стадии декомпрессии устанавливаются исходя из гипотезы плоского сечения по формуле:

$$(\Delta \varepsilon)_{dec,l} = (\Delta \varepsilon_{0,z})_{dec,l} + y(\Delta \psi_x)_{dec,l} + x(\Delta \psi_y)_{dec,l}. \quad (12.93)$$

Усилия, действующие после погашения предварительного обжатия на стадии трещинообразования при установленных усилиях, действующих на стадии декомпрессии, определяют:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N_{Sd} \\ \Delta M_{Sd,x} \\ \Delta M_{Sd,y} \end{Bmatrix}_2 = \begin{Bmatrix} \Delta N_{Sd} \\ \Delta M_{Sd,x} \\ \Delta M_{Sd,y} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \Delta N_{Sd} \\ \Delta M_{Sd,x} \\ \Delta M_{Sd,y} \end{Bmatrix}_{I(dec)} \quad (12.94)$$

На полученный вектор усилий $\{\Delta N_{Sd}, \Delta M_{Sd,x}, \Delta M_{Sd,y}\}^T$ производят расчет конструкции на стадии трещинообразования.

12.10.3.2. Расчет ширины раскрытия трещин. Расчетную ширину нормальных трещин w_k следует определять в соответствии с указаниями главы 10 по формуле (10.17) как для железобетонных элементов с тем, что среднее значение деформаций необходимо рассматривать как прирост деформаций в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре от состояния соответствующего погашению начальных сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры до состояния, соответствующего предельно допустимой ширине раскрытия трещин, устанавливаемой

нормами [1, 6] (см. табл. 10.1). Расчет производится на действие вектора усилий $\{\Delta N_{sd}, \Delta M_{sd,x}, \Delta M_{sd,y}\}_2^T$, соответствующее стадии трещинообразования (рис. 12.24).

При этом среднее расстояние между трещинами для элемента, содержащего как напрягаемую, так и ненапрягаемую арматуру, определяют по формуле:

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \frac{\sum_i k_s \cdot \varnothing_{si} + \sum_j k_p \cdot \varnothing_{pj}}{n(A_s + A_{sp})}, \quad (12.95)$$

где \varnothing_{si} – диаметр ненапрягаемых стержней;

\varnothing_{pj} – диаметр напрягаемых стержней;

A_s – площадь мечения ненапрягаемой арматуры, располагаемой внутри эффективной площади растянутого бетона $A_{c,eff}$ (см. рис. 10.9);

$k_s = 0,8$ – для арматурных стержней периодического профиля;

$k_s = 2,0$ – для канатной арматуры;

n – общее количество стержней напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

12.10.3.3. Расчет прогибов. Прогибы предварительно напряженных элементов следует определять в соответствии с положениями, изложенными в главе 11, путем численного интегрирования средних значений параметров деформации $\{\varepsilon_0, \psi_x, \psi_y\}_m^T$ по длине элемента с учетом исходного деформированного состояния сечений, имеющего место на стадии предварительного напряжения конструкции.

Средние значения параметров деформаций с учетом работы бетона с арматурой на участках между трещинами (англ. *tension stiffening affect*) допускается определять по формуле:

$$\{\varepsilon_0, \psi_x, \psi_y\}_m^T = (1 - \xi) \{\varepsilon_0, \psi_x, \psi_y\}_1^T + \xi \{\varepsilon_0, \psi_x, \psi_y\}_2^T, \quad (12.96)$$

где $\{\varepsilon_0, \psi_x, \psi_y\}_1^T$ – вектор деформаций для элемента, работающего без трещин (на стадии декомпрессии);

$\{\varepsilon_0, \psi_x, \psi_y\}_2^T$ – то же для элемента, работающего с трещинами в растянутой зоне;

ξ – параметр, определяемый по ф. (10.9).

При использовании упрощенного метода расчета по деформациям, прогибы предварительно напряженных конструкций допускается рассчитывать исходя из принципа суперпозиции, т.е. суммируя прогибы от внешних нагрузок и предварительного обжатия

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \frac{M_{sd} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} - \alpha_p \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot l_{eff}^2}{B_{c,eff}} \quad (12.97)$$

где M_{sd} – расчетный момент, определенный для комбинации длительно действующих нагрузок;

$N_{pd} = P_{k,sup}$ или $P_{k,inf}$;

α_k – коэффициент, зависящий от схемы приложения нагрузок;

α_p – коэффициент, зависящий от трассировки напрягаемого стержня ($\alpha = 1/8$ – для стержней с прямолинейной осью трассы; $\alpha = 5/48$ – для отгибаемых по параболе);

$B(\infty, t_0)$ – жесткость предварительно напряженного элемента.

12.10.4. Расчет предварительно напряженной конструкции при передаче усилия предварительного обжатия (начальная ситуация)

12.10.4.1. Ограничение напряжений в бетоне. Сжимающие напряжения в бетоне в момент передачи усилия обжатия не должны превышать значений, представленных ниже:

в элементах с натяжением арматуры на упоры

– при осевом приложении усилия обжатия – $0,60f_{cm}$;

– при внецентренном приложении усилия обжатия – $0,75f_{cm}$;

в элементах с натяжением арматуры на бетон

– при осевом приложении усилия обжатия – $0,50f_{cm}$;

– при внецентренном приложении усилия обжатия – $0,65f_{cm}$.

При проектировании среднюю прочность бетона в момент передачи усилия предварительного напряжения f_{cm} допускается принимать равной $f_{cm}(t)$, рассчитанной по формуле (4.6), но не более $0,85f_{c,cube,G}$ (гарантированной прочности бетона в возрасте 28 суток).

12.10.4.2. Прочность предварительно напряженного элемента в момент передачи усилия обжатия. Прочность предварительно напряженного элемента в момент передачи усилия обжатия следует проверять согласно принятых положений, изложенных в главе 6, для внецентренно сжатых бетонных или железобетонных элементов в зависимости от вида армирования, размещаемого в растянутой (или наименее сжатой) зоне без учета влияния случайного эксцентриситета и гибкости элемента. При этом следует принимать расчетное значение усилия обжатия P_d с коэффициентом $\gamma_p = 1,2$. При расчете следует рассматривать сечение с минимальными геометрическими характеристиками.

Прочность элементов с напрягаемой арматурой A_p и A_{p1} , располагаемой у противоположных граней сечения следует проверять как для бетонного сжатого элемента при действии равнодействующей усилий предварительного обжатия по формуле

$$N_{pd} \leq f_{cd} \cdot A_{cs} \quad (12.98)$$

где $N_{pd} = P_d$.

При этом положение нейтральной оси и площадь сечения сжатого бетона следует определять из условия

$$S_{cN} = 0 \quad (12.99)$$

Проверку прочности допускается не выполнять, если напряжения на наиболее сжатой грани сечения не превышают значений, приведенных в п. 9.3.5.1, а растягивающие напряжения на противоположной грани не превышают расчетного сопротивления бетона растяжению $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$.

12.10.4.3. Трещинообразование и прогибы. Расчет по трещинообразованию и прогибам в момент передачи усилия предварительного обжатия производить не требуется, если выполняются требования п. 12.10.4.1, устанавливающего ограничения для напряжений в бетоне.

В случае, если по другим причинам (например технологическим) ограничение прогибов и трещинообразования в начальной ситуации является необходимым, расчеты следует выполнять согласно положений, изложенных в главе 6. В сечениях предварительно напряженных элементов, в которых на стадии изготовления могут образоваться закрывающиеся либо не закрывающиеся трещины от усилия предварительного обжатия, ширина их раскрытия не должна превышать $w_{lim} = 0,2$ мм. Все растягивающие усилия в сечении в начальной ситуации должны восприниматься ненапрягаемой арматурой.

12.10.5. Требования к анкерровке напрягаемой арматуры

В соответствии с требованиями норм по проектированию железобетонных конструкций [1, 6] в предварительно напряженных конструкциях, независимо от способа натяжения арматуры, следует обеспечивать ее надежную анкерровку на концевых участках.

При этом установка анкеров (анкерных устройств) на концах напрягаемой арматуры является обязательной, если:

- а) арматура натягивается на бетон;
- б) силы сцепления с бетоном недостаточны (например, гладкая проволока, многопрядевые канаты);
- в) на длине зоны передачи напряжений возможно образование трещин;

Установка анкеров (анкерных устройств) не требуется, если:

- в качестве напрягаемой арматуры используется высокопрочная арматурная проволока периодического профиля, арматурные канаты однократной свивки, горячекатанная и термически упрочненная стержневая арматура периодического профиля.

Полную расчетную длину анкерровки напрягаемой арматуры при ее натяжении на упоры следует определять по формуле:

$$l_{bpd} = l_{pl2} + \frac{A_p}{\pi\varnothing} \left(\frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pmt}}{f_{bpd}} \right) \quad (12.100)$$

где σ_{pd} – напряжения в арматуре от действия нагрузок;

σ_{pmt} – предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь к моменту времени $t > t_0$;

l_{pl2} – расчетная длина зоны передачи напряжений, определяемая по формуле:

$$l_{pl2} = 1,2\alpha_1 \frac{A_p}{\pi\varnothing} \frac{\sigma_{0,max}}{f_{bpt}} \quad (12.101)$$

здесь $\alpha_1 = 1,0$ при постепенной передаче усилия обжатия;

1,25 при мгновенной передаче усилия обжатия;

$A_p/\pi\varnothing = (1/4)\varnothing$ для стержней с круглым сечением;

$(7/36)\varnothing$ для 7-проволочных канатов;

σ_{pi} – начальное контролируемое напряжение в арматуре;
 f_{bpl} – напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемые по формуле:

$$f_{bpl} = \eta_{pl} \cdot \eta_l \cdot f_{ctd(t)} \quad (12.102)$$

где $\eta_{pl} = 1,4$ для высокопрочной проволоки и стержней периодического профиля;
 $1,2$ для 7-проволочных канатов

α_2 – коэффициент, учитывающий хрупкий характер разрушения высокопрочного бетона, принимаемый равным:

при $f_{ck} \leq 50 \text{ Н/мм}^2$ $\alpha_2 = 1,0$;

при $f_{ck} > 50 \text{ Н/мм}^2$ $\alpha_2 = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{250}$.

В торцах предварительно напряженных конструкций следует предусматривать установку дополнительной поперечной (напрягаемой или без напряжения) или косвенной арматуры (сетки, каркасы) с учетом следующих требований:

- дополнительная арматура устанавливается на участке длиной не менее $0,6l_{bp}$ в конструкциях из тяжелого бетона;
- шаг дополнительной арматуры в изделиях из легкого бетона должен быть не более 50 мм, а из тяжелого бетона – $50 \div 100$ мм;
- ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно закреплена приваркой к закладным деталям на участке длиной не менее $1/4$ высоты торцевого сечения;
- сечение ненапрягаемой поперечной арматуры определяется из условия восприятия не менее 20 % усилия в продольной напрягаемой арматуре, а для конструкций, рассчитываемых на выносливость – не менее 30 %;
- напрягаемая поперечная арматура устанавливается из условия возможности получения усилия обжатия величиной не менее 15 % от усилия обжатия торцевого сечения продольной предварительно напряженной арматурой, расположенной у верхней и нижней граней сечения элемента.

12.10.6. Конструктивные требования при проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций

12.10.6.1. Общие положения. Предварительно напряженные конструкции необходимо проектировать с учетом следующих конструктивных требований:

- технологических – размещение арматуры, позволяющей качественно уложить бетонную смесь; учет унификации и особенностей устройства опалубочных форм;
- конструктивных – обеспечение выполнения требований работы конструкции по двум группам предельных состояний на всех стадиях работы;
- экономических – выбор рациональной формы поперечного сечения, класса бетона, арматуры, обеспечение защитного слоя бетона, гарантирующего долговечность конструкции.

12.10.6.2. Размещение арматуры в сечении. Расстояния в свету между стержнями (при натяжении арматуры на упоры) или оболочками канатов напрягаемых элементов при натяжении на бетон по высоте и ширине сечения должны назначаться с

учетом направления, удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, степени местного обжатия бетона, габаритов натяжного оборудования, концевых анкеров (табл. 12.6).

Таблица 12.6.

Условия расположения напрягаемой арматуры в сечении

Расположение арматуры (канатов) в сечении	Способ натяжения арматуры			
	вид арматуры			
	проволока	канаты	стержни	
	на упоры			
	$c \geq$	$\varnothing, 20, d_g+5$	$\varnothing, 50, d_g+5$	$\varnothing, 50, d_g+5$
	$c_1 \geq$	$\varnothing, 10, d_g$	$\varnothing, 10, d_g$	$\varnothing, 20, d_g$
	$c_2 \geq$	$\varnothing, d_g+5, 20$	$\varnothing, 25, d_g+5$	$\varnothing, d_g+5, 20$
	на бетон			
	расположение в каналах			
	$c \geq$	$\varnothing_k, 50$	d_g+5	b_k, h_k
	$c_1 \geq$	$\varnothing_k, 50$	d_g+5	$b_k, 0,5 h_k$
	$c_2 \geq$	$\varnothing_{dk}, 40$	d_g+5	b_k

d_g – максимальный размер крупного заполнителя;
 \varnothing_k – диаметр круглого канала;
 b_k, h_k – ширина и высота прямоугольного канала.

При стесненных условиях допускается располагать стержни попарно (без зазора между ними). Такая пара стержней при назначении расстояния между стержнями (C_i) или длины анкеровки должна рассматриваться как условный стержень диаметра $\varnothing_{red} = \sqrt{\varnothing_1^2 + \varnothing_2^2}$ (где \varnothing_1 и \varnothing_2 – диаметры сближенных попарно стержней, см. рис. 12.25).

12.10.6.3. Защитный слой бетона. Толщина защитного слоя бетона определяется из условия обеспечения прочности бетона в процессе его обжатия и долговечности конструкции при дальнейшей эксплуатации.

Защитный слой бетона может отсутствовать (например, при натяжении арматуры на бетон и ее расположении вне бетонного сечения) при условии защиты предварительно напряженной арматуры от коррозии иными способами.

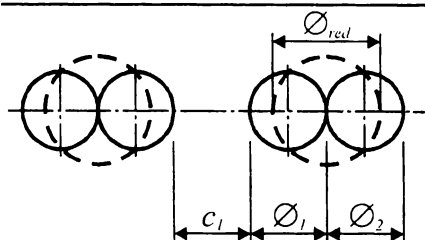


Рис. 12.25.

Расстояние между стержнями арматуры при ее установке в стесненных условиях

Минимальное расстояние от поверхности предварительно напряженной арматуры или от грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении в расчетном сечении железобетонной конструкции должно быть не менее значений, указанных в таблице 12.7.

Таблица 12.7.

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона

Класс по условиям эксплуатации		Показатели								
		XO	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1 XF1	XD2 XF2	XD3 XF3 XF4	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя, мм	арматура без преднапряжения	15	20	25	40	40	40	25	30	40
	арматура преднапряженная	20	30	35	50	50	50	35	40	50
Минимальный класс бетона по прочности на сжатие		C ¹² / ₁₅	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇		C ³⁵ / ₄₅		C ³⁰ / ₃₇		C ³⁵ / ₄₅

Примечание: Значения, приведенные в таблице 12.7, следует принимать при армировании в конструкции предварительно напряженной арматурой.

Толщину защитного слоя бетона у торцов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений принимают не менее:

- для стержневой арматуры класса S800 – $3\varnothing$ и не менее 40 мм;
- для арматурных канатов – $2\varnothing$ и не менее 30 мм.

Допускается устанавливать величину защитного слоя бетона у торцов элементов на длине зоны передачи напряжений такой же величины, как в пролете, если

- опорная реакция передается через стальную закладную деталь и предусмотрено косвенное армирование;
- в плитах, панелях, настилах у торцов устанавливается дополнительная поперечная арматура.

Защитный слой бетона из условия обеспечения качественной укладки и уплотнения бетонной смеси не может быть меньше размера крупного заполнителя плюс 5 мм.

Допускается уменьшение величины защитного слоя бетона на 5 мм для сборных конструкций, изготавливаемых на производстве, где действует сертифицированная система контроля качества.

Для предварительно напряженных конструкций, с натяжением арматуры на бетон, защитный слой бетона должен быть не менее 40 мм и не менее (рис. 12.26):

- диаметра канала;
- ширины канала или половины высоты (если он прямоугольный);
- максимального размера крупного заполнителя (d_3) плюс 5 мм;
- не менее значений, приведенных таблицы 12.7.

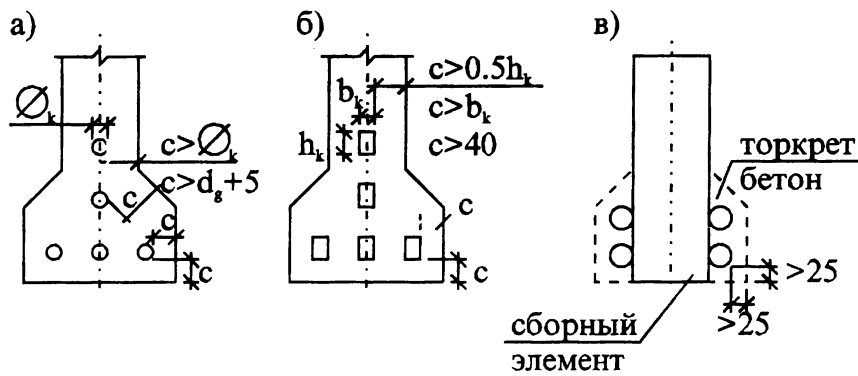


Рис. 12.26.

Расположение напрягаемых элементов в сечении при натяжении на бетон

Концы напрягаемой арматуры или анкера должны быть защищены от коррозии специальным долговечным антикоррозионным покрытием, цементным раствором ($\delta \geq 15$ мм).

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА К ГЛАВЕ 12

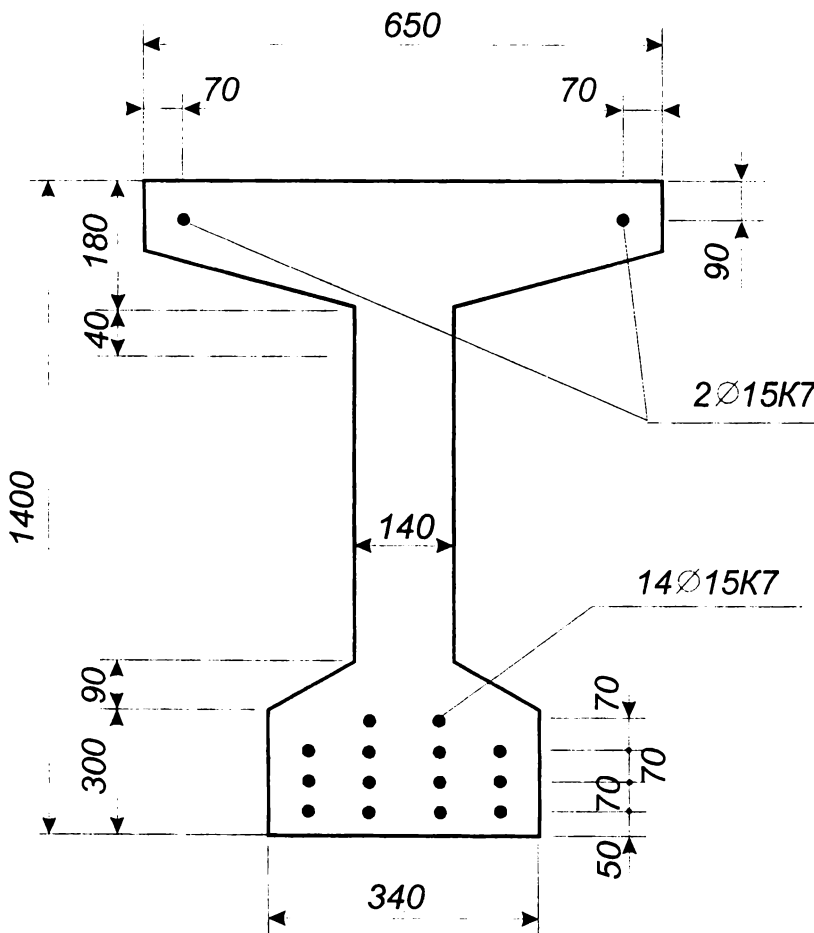


Рис. 12.27.

Дано:

Подкрановая балка одноэтажного промышленного здания.

Размеры поперечного сечения (см. рис. 12.27). $A_p = 1982$ мм² ($14\phi 15$ (К-7)); $A_p' = 297$ мм² ($2\phi 15$ (К-7)).

Бетон класса $C^{40/45}$ ($f_{ck} = 40$ МПа). Напрягаемая арматура S1200 ($f_{pk} = 1200$ МПа).

Максимальный изгибающий момент в сечении от внешней нагрузки и собственного веса:

$$M_{max} = 2054 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Характеристики сечения:

$$A_c = 3795 \text{ см}^2;$$

$$I_c = 91760 \cdot 10^2 \text{ см}^4;$$

$$y_p = 752 \text{ мм.}$$

Требуется:

Рассчитать потери предварительного напряжения.

Расчет:

1. **Назначаем величину предварительного напряжения $\sigma_{0,max}$** с учетом допустимых отклонений p значения предварительного напряжения таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_{0,max} + p \leq 0.9 f_{pk}$$

$$\sigma_{0,max} - p \geq 0.3 f_{pk}$$

Принимаем значение $\sigma_{0,max} = 1000$ МПа. Значение p при механическом способе натяжения арматуры $0,06\sigma_{0,max}$, что составляет $0,06 \cdot 1000 = 60$ МПа.

$$1000 + 60 < 1080;$$

$$1000 - 60 > 360.$$

2. Определяем потери предварительного напряжения.

- 2.1. **Потери от релаксации напряжений арматуры** определяем по формуле

$$\Delta P_{ir} = \left(0.22 \frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}} - 0.1 \right) \sigma_{0,max} A_p;$$

$$\Delta P_{ir} = \left(0.22 \cdot \frac{1000}{1200} - 0.1 \right) \cdot 1000 \cdot 2265 = 188.8 \text{ кН.}$$

- 2.2. **Потери предварительного напряжения арматуры от деформации анкеров**, расположенных в зоне натяжных устройств при натяжении на упоры определяем по формуле:

$$\Delta P_A = \left(\frac{\Delta l}{l} \right) E_s A_p$$

где l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм; $l = 14000$ мм.

Δl – обжатие опрессованных шайб, принимаемое равным 2 мм;

$$\Delta P_A = \left(\frac{2}{14000} \right) \cdot 1.8 \cdot 10^5 \cdot 2265 = 101.9 \text{ кН.}$$

- 2.3. **Потери, вызванные упругой деформацией бетона** определяем по формуле:

$$\Delta P_c = \alpha \cdot \rho_p \left(1 + z_{cp}^2 \frac{A_c}{J_c} \right) P_{0,c};$$

где $\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{2265}{3795 \cdot 10^2} = 5.97 \cdot 10^{-3}$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{1.8 \cdot 10^5}{43 \cdot 10^3} = 4.186;$$

$P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

$$P_{0,c} = 2265 - 188.8 - 101.9 = 1974.3 \text{ кН;}$$

z_{cp} – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения.

$$z_{cp} = 752 - 140 = 612 \text{ мм.};$$

$$\Delta P_c = 4.186 \cdot 5.97 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + 61.2^2 \frac{3795}{91760 \cdot 10^2} \right) \cdot 1974.3 = 125.73 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного обжатия $P_{m.0}$ к моменту времени $t = t_0$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию должно быть не более:

$$P_{m.0} = \sigma_{pm.0} \cdot A_p \leq 0.75 f_{pk} \cdot A_p$$

где $P_{m.0} = P_o - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_A = 2265 - 125.73 - 188.8 - 101.9 = 1848.6 \text{ кН.}$

$$1848.6 < 0.75 \cdot 1200 \cdot 2265 = 2038.5 \text{ кН.} - \text{условие выполняется.}$$

2.4. Реологические потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре следует определять по формуле

$$\Delta P_l(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией на расстоянии x от анкерного устройства в момент времени t ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – ожидаемые деформации усадки бетона к моменту времени t ;

$$\varepsilon_{cs(\infty)} = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a}$$

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ – физическая часть усадки при высыхании бетона, определяем по табл. 6.3. [1], $\varepsilon_{cs,d} = 5.15 \cdot 10^{-4}$ при относительной влажности для цеха $RH = 50\%$;

$\varepsilon_{cs,a}$ – химическая часть усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{cs,a(\infty)}$$

$$\text{здесь } \varepsilon_{cs,a(\infty)} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6},$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}); \beta = 1 - e^{-0.2 \cdot 100^{0.5}} = 0.864;$$

$$\varepsilon_{cs,a(\infty)} = -2.5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = -7.5 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs,a} = 0.864 \cdot (-7.5 \cdot 10^{-5}) = -6.48 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.515 \cdot 10^{-3} \cdot (-6.48 \cdot 10^{-5}) = 4.5 \cdot 10^{-4};$$

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до t , принимаем рис. 6.1. [1] при $h_o = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3760 \cdot 10}{431.4} = 170 \text{ мм. } \varphi = 1.3;$

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес;

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} \cdot y_p}{I_c} = \frac{2054 \cdot 10^6 \cdot 612}{91760 \cdot 10^6} = 13.69 \text{ МПа};$$

σ_{cp0} – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых потерь $t = t_0$);

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m.o}}{A_c} + \frac{P_{m.o} \cdot e_{o.p} \cdot y_p}{I_c} = \frac{1848.6 \cdot 10^3}{379500} + \frac{1848.6 \cdot 10^3 \cdot 451 \cdot 612}{91760 \cdot 10^6} = 10.43 \text{ МПа},$$

$$e_{o.p} = \frac{(\sigma_p \cdot A_p \cdot y_p - \sigma'_p \cdot A'_p \cdot y'_p)}{P_{m.o}} = \frac{816.2 \cdot 1982 \cdot 612 - 989 \cdot 283 \cdot 558}{1848.6 \cdot 10^3} = 451 \text{ мм}.$$

$$\sigma_p = \sigma'_p = \frac{P_{m.o}}{A_p} = \frac{1848.6 \cdot 10^3}{2265} = 816.2 \text{ МПа}.$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменение напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали. Допускается определять по табл. 9.2 и 9.3 [1] в зависимости от уровня напряжений σ_p/f_{pk} , принимая $\sigma_p = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь в $t = t_0$) и от действия практически постоянной комбинации нагрузок;

$\sigma_{pg} / f_{pk} = 816.2 / 1200 = 0.680$ соответствует потерям начального предварительного напряжения на 1.75%; $\Delta\sigma_{pr} = 17.5$ МПа;

A_c, J_c – соответственно площадь и момент инерции бетонного сечения;

z_{cp} – расстояние между центрами тяжести бетонного сечения и напрягаемой арматуры.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{4.5 \cdot 10^{-4} \cdot 1.8 \cdot 10^5 + 17.5 + 4.186 \cdot 1.3 \cdot (10.43 + 13.69)}{1 + 4.186 \cdot \frac{2265}{379500} \cdot \left(1 + \frac{379500}{91760 \cdot 10^6} \cdot 612^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot 0.1) = 215.01 \text{ МПа}.$$

$$\Delta P_i(t) = 215.01 \cdot 2265 = 486.9 \text{ кН}.$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) не должно быть большим, чем это установлено условием:

$$P_{m,t} = \sigma_{pm,t} A_{sp} \leq 0.65 \cdot f_{pk} \cdot A_p$$

$601.19 \cdot 2265 = 1361.7 \text{ кН} < 0.65 \cdot 1200 \cdot 2265 = 1766.7 \text{ кН}$ – условие выполняется.

ТЕМАТИЧЕСКИЙ ПЛАН ЛЕКЦИЙ ПО КУРСУ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Разработка данного курса лекций связана с необходимостью оперативного издания учебной литературы в связи с введением в действие с 1 июля 2003 года СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции».

В основу разработки курса лекций по дисциплине «Железобетонные конструкции» положены требования «Образовательного стандарта по специальности 70.02.01 «Промышленное и гражданское строительство», как наиболее полно отражающего вопросы, которые должен знать инженер-строитель.

В Брестском государственном техническом университете проводится обучение студентов по шести специальностям, где согласно рабочим учебным планам читается самостоятельный курс «Железобетонные конструкции» или его материал в составе курса «Строительные конструкции» или «Инженерные конструкции» (см. табл. П.1). Количество учебного времени, выделяемого для освоения материала по изучаемым курсам колеблется от 220 до 280 часов, поэтому при составлении рабочей учебной программы для конкретного курса преподаватель должен определить для студентов фактический объем изучаемого материала из данного курса лекций и отразить его учебно-методической карте рабочей учебной программы.

В табл. П.2 приводится перечень лекционного курса «Железобетонные конструкции» для специальности 70.02.01 с указанием расположения рассматриваемого материала в издании, т.к. его изложение принято в соответствии с логической последовательностью понимания всего курса в целом.

Таблица П.1.

Планирование нагрузки при изучении курса (раздела курса) «Железобетонные конструкции» согласно рабочих учебных планов специальностей, по которым ведется подготовка студентов в Брестском государственном техническом университете

№ п/п	Специальность (наименование курса)	Шифр специальности	Количество часов					Виды контроля по семестрам			
			Всего	Лк	Пр	Лр	Ср	Экз	Зач	КП	КР
1	Промышленное и гражданское строительство (железобетонные конструкции)	70.02.01	220	86	46	18	70	7,8	6	7,8	
2	Производство строительных изделий и конструкций (строительные конструкции, в т.ч. железобетонные)		110	54	36		20	6	5	6	
		70.01.01	110	54	36		20	6	5	6	
3	Автомобильные дороги (строительные конструкции, в т.ч. железобетонные)		130	64	16	16	34	5		5	
		70.03.01	49	24	4	4	17	5		5	
4	Архитектура (инженерные конструкции, в т.ч. железобетонные)		72	36	36				8		8
		69.01.01	28	12	16				8		8
5	Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов (строительные конструкции, в т.ч. железобетонные)		120	34	18		68		8		8
		70.04.03	93	20	10		63		8		8
6	Мелиорация и водное хозяйство (инженерные конструкции, в т.ч. железобетонные)		150	49	33	17	51	6	5	6	
		74.05.01	81	24	18	8	31	6	5	6	

Таблица П.2.

Перечень тем учебной рабочей программы курса «Железобетонные конструкции»

№ п/п	Наименование темы	Источник	
		Курс лекций	Дополнительная литература
1	2	3	4
1	Введение в теорию железобетона	с. 24–51	
2	Основы проектирования железобетонных конструкций	с. 51–79	[1], с. 18–36 [2], с. 1–5 [3], с. 1–17
3	Физико-механические характеристики бетона	с. 79–127	[1], с. 25–51 [2], с. 12–20
4	Физико-механические характеристики арматуры	с. 127–142	[1], с. 51–55 [2], с. 20–28
5	Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил		
5.1	Экспериментально-теоретические основы сопротивления железобетонного элемента	с. 142–156	[1], с. 55
5.2	Общий метод расчета железобетонных конструкций	с. 156–238	[1], с. 55–57
5.3	Расчет прочности нормальных сечений железобетонных элементов по методу предельных усилий	с. 238–247	[1], с. 57–83 [2], с. 28–38
6	Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие поперечных сил		
6.1	Экспериментально-теоретические основы сопротивления железобетонного элемента	с. 265–276	
6.2	Общий метод расчета железобетонных конструкций	с. 276–288	[1], с. 84–86
6.3	Расчет железобетонных конструкций по методу модели наклонных сечений	с. 291–302	[1], с. 87–93 [2], с. 48–41
6.4	Расчет железобетонных конструкций по методу стержневой модели	с. 302–316	[1], с. 93–100
7	Расчет железобетонных конструкций при местном действии нагрузки	с. 333–349	[1], с. 108–119; с. 43–45
8	Расчет железобетонных конструкций на действие крутящих моментов	с. 349–363	[1], с. 100–104 [2], с. 41
9	Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций	с. 372–387	[1], с. 119–128 [2], с. 47–52
10	Расчет железобетонных конструкций по деформациям	с. 392–406	[1], с. 128–135 [2], с. 52–57
11	Проектирование железобетонных конструкций с искусственно созданным внутренним напряженным состоянием (предварительно напряженные конструкции)		
11.1	Формирование и расчет параметров исходного внутреннего напряженного состояния	с. 406–439	[1], с. 135–147 [2], с. 5–11

Окончание таблицы П.2.

1	2	3	4
11.2	Расчет железобетонных конструкций при передаче усилия предварительного обжатия (начальная ситуация)	с. 451–452	[1], с. 148–154 [3], с. 5–11
11.3	Расчет железобетонных предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям первой группы	с. 439–447	[1], с. 150–153 [2], с. 47–52
11.4	Расчет железобетонных предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям второй группы	с. 447–451	[1], с. 119–135 [2], с. 52–57
11.5	Конструктивные требования при проектировании железобетонных предварительно напряженных конструкций	с. 452–456	[1], с. 175–184 [2], с. 65–67
12	Основные направления и перспективы развития железобетона	с. 35–48; с. 51; с. 76; с. 123–127; с. 406–417	[1], с. 175–184 [2], с. 65–67

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

А. Нормативные документы

1. СНБ 5.03.01–02. «Конструкции бетонные и железобетонные».– Мн.: Стройтехнорм, 2002 г. – 274 с.
2. СНиП 2.03.01–84* «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования».– Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.– 79 с.
3. СНиП 2.07.01–85 «Нагрузки и воздействия».– Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.– 34 с.
4. СТБ 1035 «Смеси бетонные. Технические условия».
5. ТУ РБ 04778771–001–93 «Сталь стержневая арматурная механически и термически упрочненная периодического профиля. Технические условия».
6. EN 1992–1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode–2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building.– Brussels.– 2002, October – 230 p.
7. EN 1990:2001. Eurocode – Basis Structural Design.– Brussels.– 2001 – 67 p.
8. Probabilistic Model Code (12th Draft): Part 1 – Basis of Design – Joint Committee of Structural Safety. – JCSS – OSTL/DIA/VROU - 10–11–200 – 57 p.
9. ISO 2394. General principles on reliability structures.
10. ISO 3898. Basis design structures – Notations – General Symbols.
11. DIN 1045–1. Tragenwerke aus Beton, Stahlbeton und Spahnbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion.– Berlin, 1998 – 178 p.
12. ACI 318–95. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318–95 and Commentary (318–95R).– American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995 – 369 p.
13. ACI Committee 209 Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures// ACI Manual of Concrete Practice, Part 1.– American Concrete Institute (ACI), Detroit, Mich., 1990.
14. BS8110. Structural Use of Concrete – Part 1: Code for Practice and Design and Construction. British Standard Institution, London, 1992.
15. CEB Comite – International Du Beton. Bulletin d’Information.– N 199.– Evaluation of the Time Dependent Behavior of Concrete.– 1990.
16. Comite – Euro – Internationale du Beton (CEB). CEB Model Code 90// Bull. d’Information.– N 203.– 1990.
17. CSA A23.3–94. Design of Concrete Structures.– Canadian Standards Association, 1994 – 200 p.p.

18. Architectural Institute of Japan. Design Guidelines for Earth Quake Resistance Reinforced Concrete Building Based on Ultimate Strength Concept, 1990 – 149 p.p.
19. fib–Bulletin 1, 2, 3 Structural Concrete. Text book of Behavior, Design and Performance. Volume 1: Introduction – Design Process – Materials, July, 1999, 224 p.p.; Volume 2: Basis of Design, July, 1999, 309 p.p.; Volume 3: Members Design, December, 1999, 269 p.p.

Б. Научно-технические и методические издания

20. Блещик Н.П. Прогнозирование модуля деформаций бетона на основе структурно-механической модели с учетом технологических свойств бетонной смеси// Вестник БГТУ «Строительство и архитектуры», № 1(13), 2002 – с. 3–5.
21. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона.– М.: Стройиздат, 1974 – 271 с.
22. Гийон И. Предварительно напряженный железобетон.– М.: Стройиздат, 1959 – 698 с.
23. Долидзе Д.Е. Испытание конструкций и сооружений.– М.: Высшая школа, 1975 – 252 с.
24. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям.– М.: Стройиздат, 1988.
25. Карпенко Н.И. Теоретические и методические аспекты расчета железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности// Российская архитектурно-строительная энциклопедия.– М.: 1998.– т. V.– с. 51–58.
26. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. Мн.: 1997 г. – 320 с.
27. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции (теория, расчет и подбор сечений)// 2-е изд. перераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1978 – 383 с.
28. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона.– М.: Машстройиздат, 1940.
29. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции (под ред. П.Л. Пастернака).– М.: Госстройиздат, 1962 – 651 с.
30. Осуществить практическую апробацию методики расчета железобетонных конструкций проекта СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные»// Отчет о НИР № 60–ФН/00, часть 3 (рук. проф. Т.М. Пецольт).– Минск, 2000 – 151 с.
31. Пирадов К.А., Гузеев Е.А. Механика разрушения железобетона.– М.: НИИЖБ Госстроя РФ, 1998 – 188 с.
32. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил.– Брест: изд. БГТУ, 2000 – 400 с.
33. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона.– Брест: изд. БПИ, 1998 – 235 с.
34. Тур В.В., Рак Н.А. Характеристики свойств бетона при расчете железобетонных конструкций.– Брест: изд. БГТУ, 2002 (в печати).

35. Ajdukewicz A., Mames J. Betonowe konstrukcje sprężone.– Wyd. Polit. Śląskiej.– Gliwice, 2001 – 509 s.
36. Ajdukewicz A., Mames J. Konstrukcje sprężone.– Arkady, 1984, Warszawa – 439 s.
37. Concrete Structures: Eurocode EC-2 and BS 8110 Compared.– London, 1998 – Institution of Structural Engineers – 150 p.p.
38. Collins <P., Mitchell D. Prestressed Concrete Structures.– Pentice–Hall inc., Englewood Cliff., NJ.– 766 p.p.
39. Kuczyński W. Kontynuacja teorii zginania żelbetu. PWN, Warszawa, 1971 – 271 s.
40. Łapko A. Projektowanie konstrukcji żelbetowych wg Eurocodu 2 i PN-B-03264:1999.– Arkady, Warszawa, 2000 – 547 s.
41. Leonhardt F., Mönning E. Volesungen über Massivbau. T. 1. Springer Verlag, Berlin, 1973.
42. Libby R.J. Modern Prestressed Concrete. Design principles and construction methods.– Van Nostrand Reinhold Company Inc.– New York, 1984.– 631 p.p.
43. MacGregor J.G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 2nd Ed.– Prentice–Hall, Englewood Cliff., NJ, 1992 – 848 p.p.
44. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych według Eurocodu 2.– Wyd. Naukowe PWN.– Warszawa–Wrocław, 1996 – 333 s.
45. Lima J., Monteiro V., Pipa M. Beta o Armado, Estorcos Transversos, de Tarcao e de Puncoamento. REBAP-83.LNEC, Lizbona, 1989.

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ОСНОВЫ ТЕОРИИ, РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Курс лекций для студентов строительных специальностей

ПОД РЕДАКЦИЕЙ

заслуженного деятеля науки РБ профессора,

д.т.н. Пецольда Т.М.

и профессора, д.т.н. Тура В.В.

Ответственный за выпуск

Редактор

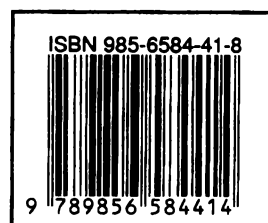
Компьютерная верстка и дизайн

В.В. Тур

Т.В. Строкач

В.В. Мальха

И.В. Даниленко



Издательская лицензия № 382 от 1.09.2002 г.

Подписано в печать 16.07.2002 г. Формат 60×84_{1/8}. Бумага писчая. Усл. п. л. 54,2.
Уч. изд. л. 58,25. Заказ № 627. Тираж 150 экз. Отпечатано на ризографе Учреждения
образования «Брестский государственный технический университет». 224017, г.
Брест, ул. Московская, 267.