

СПРАВОЧНИК  
проектировщика  
бетонных  
сооружений  
гидроэлектростанций

Под редакцией Ю. Б. Мгалобелова  
и И. П. Сергеева



МОСКВА · ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ · 1985

СПРАВОЧНИК  
проектировщика  
бетонных  
сооружений  
гидроэлектростанций

Под редакцией Ю. Б. Мгалобелова  
и И. П. Сергеева



МОСКВА · ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ · 1985

ББК 31.57  
С74  
УДК 627.8.012.4.04 (03)

Рецензент: А. К. Вахрамеев

**Авторы: С. А. Березинский, Ю. Б. Мгалобелов,  
И. П. Сергеев, И. В. Семенов, С. А. Фрид**

**Справочник проектировщика бетонных сооруже-**  
С 74 **ний гидроэлектростанций / С. А. Березинский,**  
**Ю. Б. Мгалобелов, И. П. Сергеев и др.; Под ред.**  
**Ю. Б. Мгалобелова и И. П. Сергеева — М.: Энерго-**  
**атомиздат, 1985. — 344 с., ил.**

В пер.: 1 р. 80 к. 4000 экз.

Излагаются основные принципы проектирования и расчетного обоснования прочности и устойчивости бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений. Приводятся сведения по материалам, применяемым в гидротехническом строительстве, нагрузкам и воздействиям, механике сплошных сред.

Расчетан на инженеров-гидротехников и гидроэнергетиков, а также может быть полезен студентам вузов соответствующих специальностей.

С 3302000000-013  
051(01)-85 270-85

ББК 31.57  
6П2.3

**Сергей Александрович Березинский**  
**Юрий Борисович Мгалобелов**  
**Игорь Петрович Сергеев**  
**Игорь Владимирович Семенов**  
**Соломон Абрамович Фрид**

### **СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ**

Редактор издательства Т. П. Готман  
Художественный редактор А. А. Белоус  
Технический редактор Н. П. Собакина  
Корректор И. А. Володяева  
ИБ 3135

Сдано в набор 17.07.84. Подписано в печать 22.04.85. Т-07470  
Формат 60×90<sup>1/16</sup>. Бумага кн.-журн. нмп. Гарнитура литературная  
Печать офсетная Усл. печ. л. 21,5 Усл. кр.-отт. 21,5 Уч.-изд. л. 28,23  
Тираж 4000 экз. Заказ 379 Цена 1 р. 80 к.

Энергоатомиздат, 113114, Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10

Московская типография № 4 Союзполиграфпрома  
при Государственном комитете СССР  
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли  
129041, Москва, Б. Переяславская, 46

© Энергоатомиздат, 1985

# ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	8
-------------	---

## Раздел I

### ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Глава I. Теории упругости, пластичности и ползучести, строительная механика, сопротивление материалов, основы динамики сооружений	11
1.1. Общие положения	11
1.2. Напряжения и деформации	14
1.2.1. Напряжения	14
1.2.2. Деформации	18
1.3. Теория упругости	21
1.3.1. Закон Гука	21
1.3.2. Уравнения теории упругости в перемещениях	23
1.3.3. Уравнения теории упругости в напряжениях	24
1.3.4. Граничные условия. Принцип Сен-Венана	25
1.3.5. Общие теоремы. Вариационные методы решения	25
1.3.6. Плоская задача	26
1.3.7. Решения некоторых задач	29
1.4. Теории прочности	31
1.4.1. Теории напряжений	31
1.4.2. Теории деформаций	32
1.4.3. Теории потенциальной энергии	33
1.4.4. Теория Гриффитса	34
1.5. Теория пластичности	36
1.5.1. Общие положения	36
1.5.2. Уравнения пластического состояния	37
1.5.3. Общие методы решения задач теории пластичности	39
1.6. Теория ползучести	40
1.6.1. Общие положения	40
1.6.2. Уравнения ползучести при одноосном напряженном состоянии	41
1.6.3. Уравнения ползучести при сложном напряженном состоянии	42
1.7. Строительная механика	44
1.7.1. Основные уравнения для стержня	44
1.7.2. Стержневая система	47
1.7.3. Вариационные принципы и методы	47
1.7.4. Метод перемещений	49
1.7.5. Метод сил	51
1.7.6. Классификация систем стержней	52
1.8. Сопротивление материалов	54
1.8.1. Общие положения	54

1.8.2. Геометрические характеристики поперечных сечений . . . . .	55
1.8.3. Растяжение и сжатие . . . . .	58
1.8.4. Изгиб . . . . .	59
1.8.5. Опорные реакции и изгибающие моменты неразрезных балок . . . . .	60
1.8.6. Продольный изгиб . . . . .	61
1.8.7. Сдвиг и кручение . . . . .	62
1.8.8. Сложное сопротивление . . . . .	63
1.9. Основы динамики сооружений . . . . .	65
1.9.1. Общие положения . . . . .	65
1.9.2. Элементы теории колебаний . . . . .	66
1.9.3. Сейсмические воздействия . . . . .	70
<b>Глава 2. Основные расчетные положения. Нагрузки и воздействия . . . . .</b>	<b>71</b>
2.1. Общие сведения. Классы сооружений . . . . .	71
2.2. Основные положения метода расчета по предельным состояниям . . . . .	75
2.2.1. Группы предельных состояний . . . . .	75
2.2.2. Системы расчетных коэффициентов . . . . .	75
2.3. Нагрузки, воздействия и их сочетания . . . . .	76
2.3.1. Нагрузки и воздействия . . . . .	76
2.3.2. Сочетания нагрузок и воздействий . . . . .	78
2.3.3. Нагрузки от собственного веса . . . . .	78
2.3.4. Гидростатическое давление воды . . . . .	78
2.3.5. Фильтрационное давление воды . . . . .	78
2.3.6. Давление наносов . . . . .	82
2.3.7. Давление грунта . . . . .	82
2.3.8. Волновое давление воды . . . . .	86
2.3.9. Нагрузка от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении . . . . .	87
2.3.10. Температурные воздействия . . . . .	88
2.3.11. Сейсмические нагрузки . . . . .	89
<b>Глава 3. Материалы . . . . .</b>	<b>93</b>
3.1. Гидротехнический бетон . . . . .	93
3.1.1. Виды бетона . . . . .	93
3.1.2. Технические требования . . . . .	93
3.1.3. Нормативные и расчетные характеристики . . . . .	95
3.2. Материалы для приготовления гидротехнического бетона . . . . .	98
3.2.1. Цементы . . . . .	98
3.2.2. Песок . . . . .	98
3.2.3. Крупный заполнитель . . . . .	99
3.2.4. Вода . . . . .	101
3.3. Арматура . . . . .	101
3.3.1. Виды арматуры . . . . .	101
3.3.2. Нормативные и расчетные характеристики . . . . .	101
<b>Глава 4. Бетонные и железобетонные конструкции . . . . .</b>	<b>106</b>
4.1. Основные расчетные положения . . . . .	108
4.2. Расчет бетонных конструкций . . . . .	108
4.3. Расчет железобетонных конструкций по прочности . . . . .	112
4.3.1. Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента . . . . .	112
4.3.2. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы и изгибающего момента . . . . .	124
4.3.3. Расчет железобетонных элементов на выносливость . . . . .	131
4.4. Расчет железобетонных конструкций по образованию трещин . . . . .	132
4.5. Расчет железобетонных конструкций по раскрытию трещин . . . . .	133

4.6. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям	135
4.7. Расчет на температурные воздействия	138
4.7.1. Общие положения	138
4.7.2. Расчет температурного режима, усилий и напряжений	140
4.8. Конструктивные требования	141
4.8.1. Защитный слой бетона	141
4.8.2. Расстояние между стержнями арматуры	142
4.8.3. Анкеровка арматуры	143
4.8.4. Продольное армирование элементов	145
4.8.5. Поперечное армирование элементов	145
4.8.6. Распределительная арматура	147
4.8.7. Стыки арматуры	148

## Раздел II

### БЕТОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ

Глава 5. Гравитационные плотины на скальных основаниях	155
5.1. Классификация плотин	155
5.2. Общие компоновочные и конструктивные требования	155
5.2.1. Профиль плотины	155
5.2.2. Гребень плотины	155
5.2.3. Внутреннее устройство плотины	156
5.2.4. Дренаж тела плотины	156
5.2.5. Деформационные швы и их уплотнения	157
5.2.6. Водосливы и водосбросы	162
5.2.7. Сопряжение с основанием	166
5.3. Расчеты прочности и устойчивости	168
5.3.1. Общие положения	168
5.3.2. Определение напряжений методом сопротивления материалов	170
5.3.3. Определение напряжений методами теории упругости	172
5.3.4. Условия прочности	172
5.3.5. Определение глубины раскрытия стропильных швов у нижней грани плотины	176
5.3.6. Расчет устойчивости	177
5.4. Зональная разбивка и армирование	181
5.4.1. Зональная разбивка по маркам бетона	181
5.4.2. Армирование	182
5.5. Разрезка на блоки бетонирования	184
Глава 6. Гравитационные плотины на нескальных основаниях	186
6.1. Классификация плотин	186
6.2. Общие компоновочные и конструктивные требования	187
6.2.1. Принципы компоновки	187
6.2.2. Водосливы и водосбросы	189
6.2.3. Конструкции в нижнем бьефе	191
6.2.4. Подземный контур	193
6.2.5. Дренажи	194
6.2.6. Швы и уплотнения	195
6.3. Расчеты устойчивости и прочности	195
6.3.1. Расчеты устойчивости	195
6.3.2. Расчеты контактных напряжений	198
6.3.3. Расчеты общей прочности	200
6.3.4. Расчеты местной прочности	203

<b>Глава 7. Арочные плотины</b>	<b>205</b>
7.1. Классификация плотин	205
7.2. Общие сведения	207
7.3. Общие компоновочные и конструктивные требования	209
7.3.1. Назначение формы и размеров плотины	209
7.3.2. Конструкции основных элементов	219
7.3.3. Укрепление основания	221
7.4. Расчеты прочности и устойчивости	222
7.4.1. Расчеты прочности плотин	222
7.4.2. Расчеты устойчивости	227
7.4.3. Расчеты прочности оснований. Расчетное обоснование инженерных мероприятий по их укреплению	231
<b>Глава 8. Контрфорсные плотины</b>	<b>235</b>
8.1. Общие сведения. Классификация плотин	235
8.2. Общие конструктивные требования	239
8.2.1. Контрфорсы и элементы жесткости	240
8.2.2. Напорные перекрытия	240
8.2.3. Оголовки массивно-контрфорсных плотин	241
8.2.4. Низовая грань	242
8.2.5. Сопряжение с основанием	243
8.2.6. Армирование	244
8.3. Расчеты прочности и устойчивости	244
8.3.1. Расчеты прочности	245
8.3.2. Расчеты устойчивости	249
8.3.3. Расчеты местной прочности скального основания	249
<b>Глава 9. Здания гидроэлектростанций</b>	<b>252</b>
9.1. Основные типы зданий ГЭС	252
9.2. Принципы компоновки и определение основных размеров зданий ГЭС	252
9.3. Основные положения статических расчетов	257
9.4. Расчеты общей прочности	261
9.4.1. Общие положения	261
9.4.2. Абсолютно жесткая секция ГЭС на нескальном основании и секция ГЭС на скальном основании	265
9.4.3. Гибкая секция ГЭС на нескальном основании	268
9.5. Расчеты местной прочности	271
9.6. Основные положения динамических расчетов	275
<b>Глава 10. Подпорные стены</b>	<b>283</b>
10.1. Классификация подпорных стен	283
10.2. Общие конструктивные требования	284
10.3. Давление грунта на подпорные стены	285
10.3.1. Общие сведения	285
10.3.2. Давление грунта на внутренние стены ячеек	289
10.3.3. Дополнительное реактивное давление грунта	289
10.4. Расчеты устойчивости и прочности	290
10.4.1. Расчеты устойчивости	291
10.4.2. Расчеты прочности	293

<b>Приложения</b> . . . . .	297
Приложение 1. Некоторые показатели отечественных и зарубежных бетонных плотин . . . . .	297
Приложение 2. Поперечные силы, опорные реакции, изгибающие моменты и прогибы однопролетных балок . . . . .	302
Приложение 3. Таблицы для расчета балок на упругом основании . . . . .	314
Приложение 4. Начальные реакции защемления с учетом жестких вставок . . . . .	320
Приложение 5. К определению начальных реакций защемления при расчете рам на упругом основании методом деформаций . . . . .	320
Приложение 6. Таблицы для предварительного определения усилий в фундаментной плите здания ГЭС . . . . .	326
Приложение 7. Таблицы для предварительного определения усилий в кожухе генератора . . . . .	332
Список литературы . . . . .	336
Предметный указатель . . . . .	340



## ПРЕДИСЛОВИЕ

В соответствии с Энергетической программой СССР предусматривается более полное, экономически обоснованное вовлечение гидроэнергетических ресурсов в топливно-энергетический баланс. На ближайшие два десятилетия гидроэнергетика будет развиваться по следующим направлениям: строительство в качестве маневровых мощностей гидроаккумулирующих электростанций в европейской части страны; экономически оправданное комплексное освоение гидроэнергетических ресурсов Сибири, Дальнего Востока и Средней Азии.

Характерной особенностью районов Сибири, Дальнего Востока и Средней Азии являются сложные природные условия: суровый климат, сложная инженерно-геологическая обстановка, высокие паводковые расходы, высокая сейсмичность. Как правило, районы возведения крупных гидроузлов, имеющих значительные объемы работ, в настоящее время не освоены или малоосвоены, в них отсутствуют или недостаточно развиты надежные транспортные коммуникации. В этих условиях основными требованиями, предъявляемыми к проектам гидроэлектростанций, являются высокая экономичность при обеспечении необходимой надежности.

Бетонные и железобетонные сооружения являются обязательной составной и наиболее дорогостоящей частью любого гидроузла (плотины, здания ГЭС, сопрягающие сооружения, судоходные и водосбросные сооружения). Повышение экономичности бетонных и железобетонных сооружений и конструкций при обеспечении надежности осуществляется в нашей стране в следующих основных направлениях:

- повышение уровня расчетного обоснования путем разработки методов расчета, наиболее полно отражающих работу сооружения или конструкции;
- переход к расчетам гидротехнических сооружений и конструкций по предельным состояниям;
- применение бетона и арматуры с улучшенными характеристиками;
- совершенствование технологии укладки бетона;
- совершенствование подхода к назначению оптимальных скальных врезок.

В практике проектирования все большее распространение находят ЭВМ, внедрение которых позволило использовать для расчетов более сложный и точный математический аппарат, недоступный ранее. Появилась возможность исследовать работу сооружения в трехмерных условиях с учетом совместной работы с основанием при разнообразных инженерно-геологических особенностях, поэтапности возведения сооружения и изменения физико-механических свойств бетона в процессе его твердения, нелинейной работы материала сооружений, конструкций и оснований. Расчетные методы в значительной мере апробированы данными натурных наблюдений за статической работой гидротехнических сооружений.

Дальнейшее развитие получило обоснование надежности гидротехнических сооружений и конструкций по предельным состояниям. При переходе к расчетам по предельным состояниям были регламентированы два предельных состояния: потеря несущей способности сооружения или конструкции и непригодность к эксплуатации, а также введена система расчетных коэффициентов (надежности, безопасности по материалу, условий работ, сочетаний нагрузок, перегрузок), позволяющая по мере совершенствования расчетного аппарата, технологии работ, определения нагрузок и т. д. изменять соответствующие коэффициенты.

Кроме того была осуществлена унификация основных положений расчета гидротехнических и промышленных сооружений и конструкций, однако при этом сохранились различия в системе расчетных коэффициентов, учитывающих специфику работы гидротехнических сооружений.

Переход на расчет по предельным состояниям, а также накопленный в СССР опыт проектирования и строительства гидротехнических объектов, нашли отражение в главах строительных норм и правил (СНиП), других общесоюзных и ведомственных нормативных документах, разработанных для гидротехнического строительства, а также в специальной литературе. Стремление объединить в компактной форме наиболее важные положения расчета и конструирования бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений гидроэлектростанций обусловило целесообразность издания справочника.

Материалы, представленные в справочнике, являются, в основном, обобщением громадного опыта, накопленного проектировщиками, конструкторами и расчетчиками Всесоюзного ордена Ленина проектно-исследовательского и научно-исследовательского института Гидропроект имени С. Я. Жука, кроме того в справочнике использованы данные других проектных и научно-исследовательских организаций как отечественных, так и зарубежных.

Усложнение современных методов расчета, выполняемых, как правило, с применением ЭВМ, вызвало необходимость при составлении справочника применение метода ссылок-рекомендаций взамен детального изложения сущности методов. Это же относится к определению некоторых нагрузок.

Нормативные материалы (строительные нормы и правила, инструкции, технические условия и пр.) приведены в справочнике по состоянию на 1 января 1984 г.

Единицы физических величин даются в тексте в двух системах: СИ и технической (используемой еще в СНиП).

Справочник состоит из двух разделов (общие сведения и бетонные сооружения гидроэлектростанций) и 10 глав.

В гл. 1 изложены общие сведения по теории напряжений и деформаций, теориям упругости, пластичности и ползучести, строительной механики и сопротивлению материалов, основам динамики сооружений. Развитие численных методов теорий упругости, пластичности и ползучести, обусловленное внедрением ЭВМ в проектную практику, значительно расширило возможности расчетных исследований бетонных сооружений; расчетные методы значительно усложнились, но при этом существенно возросла точность решения задач. В связи с этим уделено внимание взаимосвязи и областям использования методов теорий упругости, пластичности и ползучести с одной стороны, и сопротивлению материалов и строительной механики — с другой.

В гл. 2 приведены основные положения метода расчета по предельным состояниям и определение классов сооружений в соответствии с главой СНиП II-50-74 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования», а также сведения о нагрузках, воздействиях и их сочетаниях в соответствии с главами СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия», СНиП II-16-76 «Основания гидротехнических сооружений», СНиП II-54-77 «Плотины бетонные и железобетонные», СНиП II-55-79 «Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения», СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах».

В гл. 3 рассмотрены материалы, применяемые в гидротехническом строительстве — бетон, цемент, заполнители, арматура; изложены требования, предъявляемые к материалу, а также нормативные и расчетные характеристики гидротехнического бетона и арматуры в соответствии с главами СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений».

В гл. 4 изложены основные положения расчетов бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений по прочности, по образованию трещин, по раскрытию трещин, по деформациям, на температурные воздействия, а также конструктивные требования в соответствии с главами СНиП II-21-75 и СНиП II-56-77.

В гл. 5—10 приведены общие компоновочные, конструктивные и расчетные требования к различным сооружениям: гравитационным плотинам на скальном основании (гл. 5); гравитационным плотинам на нескальном основании (гл. 6), арочным плотинам (гл. 7), контрфорсным плотинам (гл. 8), зданиям гидроэлектростанций (гл. 9), подпорным стенам (гл. 10). Различные компоновочные и конструктивные решения иллюстрируются на примерах современных отечественных и зарубежных бетонных сооружений.

В приложениях 1—7 приведены некоторые показатели отечественных и зарубежных бетонных плотин (гравитационных, арочных и контрфорсных), а также таблицы для расчета однопролетных балок, балок на упругом основании, рам на упругом основании, таблицы для предварительного определения усилий в фундаментной плите здания ГЭС и кожухе генератора.

Гл. 1 и 7 и приложение 1 написаны канд. техн. наук Ю. Б. Мгалобеловым, главы 2—5 и приложение 2 — инж. И. П. Сергеевым, гл. 6, 8, 10 — канд. техн. наук С. А. Фридом, гл. 9 и приложения 3—7 — инж. С. А. Березинским и канд. техн. наук И. В. Семеновым.

Авторы приносят благодарность проф. А. Л. Можевитинову и инж. А. К. Вахрамееву за ряд ценных замечаний и рекомендаций, позволивших улучшить содержание и структуру справочника, а также инж. Т. И. Сергеевой за предоставленные материалы по главам 3, 4.

Просьба замечания и пожелания по справочнику направлять по адресу: 113114, Москва М-114, Шлюзовая наб., 10, Энергоатомиздат.

*Редакторы*

## Раздел I

# Общие сведения

---

### Глава I

## ТЕОРИИ УПРУГОСТИ, ПЛАСТИЧНОСТИ И ПОЛЗУЧЕСТИ, СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА, СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ, ОСНОВЫ ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ

### 1.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Теории упругости, пластичности и ползучести, строительная механика, сопротивление материалов являются составными частями механики деформируемых тел. Различие между ними заключается в подходе к решению задач.

Математическая теория упругости изучает вопросы поведения деформируемых тел в более точной постановке, чем строительная механика и сопротивление материалов, что приводит к необходимости использования сложного математического аппарата. Зато с помощью теории упругости достигается большая полнота анализа изучаемых явлений.

Строительная механика предназначена для определения напряжений и деформаций в сооружениях, расчетная схема которых может быть представлена в виде ансамбля стержней, плит, пластинок, оболочек. Строительная механика основывается на базе общих положений сопротивления материалов.

Сопротивление материалов — наука о прочности и жесткости элементов инженерных конструкций, включающая практически приемлемые простые приемы расчета типичных, наиболее часто встречающихся элементов конструкции. При этом используются различные упрощающие гипотезы, которые оправдываются путем сопоставления расчетных данных либо с экспериментом, либо с расчетом методами математической теории упругости.

Основной предпосылкой в теории упругости является гипотеза о сплошности строения упругого тела. Согласно этой гипотезе сплошное тело, т. е. тело, непрерывное до деформации, остается непрерывным и после деформации; в связи с этим деформации и перемещения точек тела считаются непрерывными функциями координат.

Таким образом, в теории упругости не учитывается дискретная, т. е. атомистическая, структура вещества и движение отдельных молекул, составляющих тело; задачи исследования деформаций решаются с помощью феноменологических понятий и законов, т. е. усредненных по достаточно большому объему параметров динамического и кинематического характера и связей между ними, подтверждаемых макроопытом.

Второй гипотезой теории упругости является гипотеза о естественном ненапряженном состоянии тела. Согласно этой гипотезе существующие до приложения поверхностных нагрузок начальные напряжения в теле, характер и значение которых зависят от истории

возникновения тела, полагаются равными нулю. Определяемые в теории упругости напряжения не являются фактическими напряжениями в теле, а составляют лишь прирост напряжений над начальными (неизвестными) напряжениями.

В классической теории упругости материал наделяется свойствами идеальной упругости, шаровой изотропии, совершенной однородности и линейной зависимости между деформациями и напряжениями. В действительности материалы редко обладают этими свойствами, и благодаря развитию прикладной теории упругости и особенно численных методов решения задач с помощью ЭВМ возможен учет неоднородности и анизотропии материала, нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями, а также деформаций пластичности и ползучести.

Теория пластичности изучает напряжения и неупругие деформации в телах вне зависимости от времени. Теория ползучести изучает напряжения и неупругие деформации в телах, происходящие с течением времени (текучесть).

Большое количество задач теории упругости решается с использованием принципа Сен-Венана, согласно которому в точках твердого тела, достаточно удаленных от мест приложения внешних нагрузок, напряжения мало зависят от детального осуществления этих нагрузок.

В классической теории упругости, кроме того, принимается, что:

- а) перемещения тела малы по сравнению с линейными размерами тела;
- б) относительные удлинения и углы сдвига в материале пренебрежимо малы по сравнению с единицей;
- г) углы поворота малы по сравнению с единицей, а квадраты углов поворота пренебрежимо малы по сравнению с относительными удлинениями и сдвигами.

При решении линейных задач теории упругости используется принцип суперпозиции, или принцип независимости действия сил. В соответствии с этим принципом перемещения и внутренние силы считаются не зависящими от порядка приложения внешних сил, т. е. если к телу приложено несколько сил, то можно определить внутренние силы, напряжения, перемещения и деформации от каждой силы в отдельности, а затем результаты действия всех сил получить как сумму действий каждой силы.

В строительной механике и сопротивлении материалов, помимо основных гипотез теории упругости, используются дополнительные, о которых речь будет идти в соответствующих параграфах.

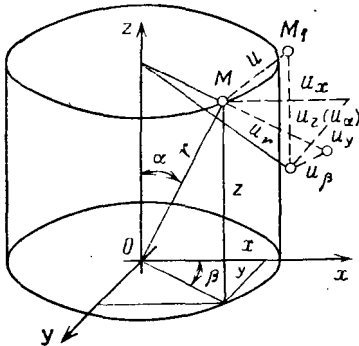


Рис. 1.1. Прямоугольная, цилиндрическая и сферическая системы координат. Перемещения в прямоугольной и цилиндрической системах координат

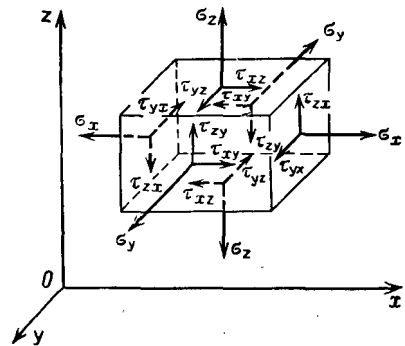


Рис. 1.2. Напряжения в точке в прямоугольных координатах (показано положительное направление напряжений)

За последнее время отмечается сближение теории упругости, пластичности, ползучести и строительной механики по существу, т. е. проникновение методов, специфических для одной дисциплины, в другую, и наоборот. Так, перенесение в теорию упругости классических методов строительной механики по расчету статически неопределимых систем дало толчок развитию численного метода теории упругости — метода конечных элементов (МКЭ). От сближения с теорией упругости обогатилась и строительная механика, получив уточненные решения тех задач, для которых она раньше имела сравнительно грубые ответы.

Приведем часто встречающиеся величины, ориентируясь в основном на декартову координатную систему и распространенные буквенные обозначения:

$x, y, z$  — прямоугольные декартовы координаты (рис. 1.1),

$r, \beta, z$  — цилиндрические координаты ( $x = r \cos \beta, y = r \sin \beta$ ),

$r, \beta, \alpha$  — сферические координаты ( $x = r \sin \alpha \cos \beta, y = r \sin \alpha \sin \beta, z = r \cos \alpha$ ),

$u_x, u_y, u_z$  } проекции смещения точки  $u$  на неподвижные  
 $u_r, u_\beta, u_z$  } координатные оси ( $x, y, z; r, \beta, z; r, \beta, \alpha$ ),  
 $u_r, u_\beta, u_\alpha$  } составляющие вектора перемещения  $u$ ,

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  — нормальные напряжения, }  
 параллельные координатным осям  $x, y, z$  }  
 $\tau_{xy}, \tau_{xz}$  — касательные напряжения, } составляющие  
 параллельные оси  $x$ , на площадках } тензора напряжений  
 с нормалью, соответственно па- } в прямоугольных  
 раллельными осям  $y$  и  $z$  (рис. 1.2), } координатах,  
 $\tau_{yx}, \tau_{yz}$  — то же, параллельные оси  $y$ ,  
 $\tau_{zx}, \tau_{zy}$  — то же, параллельные оси  $z$ ,

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  — главные нормальные напряжения ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ),

$\tau_1, \tau_2, \tau_3$  — главные касательные напряжения,

$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$  — интенсивность напря-

жения,

$I_1, I_2, I_3$  — инварианты (первый, второй, третий) тензора напряжений,

$I_{e_1}, I_{e_2}, I_{e_3}$  — инварианты (первый, второй, третий) тензора деформаций,

$e_x, e_y, e_z$  — относительные удлинения } составляющие тензора  
 по направлению оси  $x, y, z$ , } деформаций в прямо-

$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$  — относительные сдвиги, } угольных координатах,

$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(e_1 - e_2)^2 + (e_2 - e_3)^2 + (e_3 - e_1)^2}$  — интенсивность деформации,

$E$  — модуль продольной упругости,

$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$  — модуль сдвига,

$\mu$  — коэффициент Пуассона,

$\lambda = \frac{2\mu G}{1 - 2\mu}$  — постоянная Ламе,

$l = \cos(x, \nu)$  }  
 $m = \cos(y, \nu)$  } — направляющие косинусы единичной нормали к  
 $n = \cos(z, \nu)$  } внешней площадке,

$\nabla^2(\dots) = \frac{\partial^2(\dots)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\dots)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2(\dots)}{\partial z^2}$  — оператор Лапласа,

$\sigma_\nu, \tau_\nu, p_\nu$  — нормальное, касательное и полное напряжение по площадке с нормалью  $\nu$ ,

$R_p, R_c$  — предел прочности при одноосном растяжении и сжатии,

$q_x, q_y, q_z$  — распределенные нагрузки, действующие в направлении осей  $x, y, z$ ,  
 $m_x, m_y, m_z$  — распределенные моменты относительно осей  $x, y, z$ ,  
 $P_x, P_y, P_z$  — сосредоточенные силы, действующие в направлении осей  $x, y, z$ ,  
 $M_x, M_y, M_z$  — моменты внешних сил относительно осей  $x, y, z$ ,  
 $M_x, M_y, M_z$  — моменты внутренних сил относительно осей  $x, y, z$ ,  
 $Q_x, Q_y$  — поперечные силы в стержне, действующие в направлении осей  $x, y$ ,  
 $N$  — нормальная сила в стержне,  
 $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$  — углы поворота относительно осей  $x, y, z$ ,  
 $\kappa_x, \kappa_y$  — изменение кривизны в плоскостях  $yz$  и  $zx$ ,  
 $\theta$  — погонный угол закручивания,  
 $J_x, J_y$  — осевые моменты инерции сечения относительно осей  $x, y$ ,  
 $J_{xy}$  — центробежный момент инерции относительно осей  $x, y$ ,  
 $J_p$  — полярный момент инерции,  
 $W_x, W_y$  — моменты сопротивления сечения относительно осей  $x, y$ ,  
 $S_x, S_y$  — статические моменты сечения относительно осей  $x, y$ ,  
 $i_x, i_y$  — радиусы инерции сечения относительно осей  $x, y$ .

## 1.2. НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ

### 1.2.1. НАПРЯЖЕНИЯ

**Тензор напряжения.** Напряжением называется предел отношения части усилия  $\Delta P$ , действующего в сечении тела, к площади элементарной площадки  $\Delta F$  при стремлении  $\Delta F$  к нулю:

$$p_v = \lim_{\Delta F \rightarrow 0} \frac{\Delta P}{\Delta F}. \quad (1.1)$$

Единица напряжения в системе СИ — Па, кПа, МПа; в технической системе — кгс/мм<sup>2</sup>, кгс/см<sup>2</sup>, тс/м<sup>2</sup>.

Нормальным напряжением называется проекция вектора напряжения  $p_v$  на нормаль  $v$  площадки  $\Delta F$ :

$$\sigma_v = p_v \cos(p_v, v); \quad (1.2)$$

касательным — проекция  $p_v$  на плоскость площадки  $\Delta F$ :

$$\tau_v = p_v \sin(p_v, v). \quad (1.3)$$

Напряжение  $p_v$  может быть охарактеризовано тремя проекциями  $p_{vx}, p_{vy}, p_{vz}$  на координатные оси  $x, y, z$ ; первый индекс указывает на нормаль к площадке, второй — на ось проекции.

На площадках, соответственно перпендикулярных осям  $x, y, z$ , напряжения имеют компоненты (рис. 1.2), которые образуют тензор напряжений

$$T_\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}. \quad (1.4)$$

Напряжения на произвольно ориентированной площадке вычисляются по компонентам напряжения (формулы Коши)

$$\left. \begin{aligned} p_{vx} &= \sigma_x l + \tau_{xy} m + \tau_{xz} n; \\ p_{vy} &= \tau_{yx} l + \sigma_y m + \tau_{yz} n; \\ p_{vz} &= \tau_{zx} l + \tau_{zy} m + \sigma_z n. \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$

полное напряжение  $p_v$  вычисляется по формуле

$$p_v^2 = p_{vx}^2 + p_{vy}^2 + p_{vz}^2. \quad (1.6)$$

Нормальное напряжение на этой площадке

$$\begin{aligned} \sigma_v = p_{vx} l + p_{vy} m + p_{vz} n &= \sigma_x l^2 + \sigma_y m^2 + \sigma_z n^2 + 2\tau_{xy} lm + \\ &+ 2\tau_{yz} mn + 2\tau_{zx} nl. \end{aligned} \quad (1.7)$$

Если площадка совпадает с границей тела и на ней задана нагрузка, то уравнения (1.5) и (1.7) представляют собой статические граничные условия.

При отсутствии внешних объемных моментов (в дальнейшем рассматривается именно этот случай) тензор напряжений симметричен, т. е.

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}, \quad \tau_{zx} = \tau_{xz}. \quad (1.8)$$

Часто оси прямоугольных координат обозначают через  $x_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ), при этом компоненты обозначаются через  $\sigma_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ). При переходе к другой прямоугольной координатной системе  $x'_i$  компоненты напряжения преобразуют по формуле, записанной в тензорной форме:

$$\sigma'_i y' = \sigma_{km} l_{ik} l_{jm} \quad k, m = 1, 2, 3. \quad (1.9)$$

где  $l_{ik}, l_{jm}$  — косинусы углов между старой осью  $x_i$  и новой  $x'_i$ ; тензорная запись (1.9) означает, что необходимо произвести суммирование по дважды повторяющемуся индексу в правой части (1.9), например

$$\begin{aligned} \sigma'_1 y' = \tau'_x y' &= \sigma_{11} l_{11} l_{21} + \sigma_{12} l_{11} l_{22} + \sigma_{13} l_{11} l_{23} + \sigma_{21} l_{12} l_{21} + \sigma_{22} l_{12} l_{22} + \\ &+ \sigma_{23} l_{12} l_{23} + \sigma_{31} l_{13} l_{21} + \sigma_{32} l_{13} l_{22} + \sigma_{33} l_{13} l_{23}. \end{aligned} \quad (1.9a)$$

**Главные напряжения.** В каждой точке тела существуют три взаимно перпендикулярные площадки, на которых касательные напряжения равны нулю. Эти площадки называют главными, направления нормалей к этим площадкам — главными направлениями (или осями) тензора напряжения, а напряжения на них — главными нормальными напряжениями  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ .

Главные напряжения являются корнями кубического уравнения

$$\sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0, \quad (1.10)$$

где

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z; \quad (1.11)$$

$$I_2 = \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x + \sigma_x \sigma_y - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 - \tau_{xy}^2; \quad (1.12)$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}. \quad (1.13)$$

Кубическое уравнение (1.10) решается методом Кардано, для чего приводится к виду

$$\sigma^3 - 3p\sigma - 2q = 0 \quad (1.14)$$



путем преобразований

$$p = \frac{1}{9} I_1^2 - \frac{1}{3} I_2; \quad (1.15)$$

$$q = \frac{1}{27} I_1^3 - \frac{1}{6} I_1 I_2 + \frac{1}{2} I_3. \quad (1.16)$$

Тогда решение будет в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 2 \sqrt{p} \cos \varphi + \frac{1}{3} I_1; \\ \sigma_2 &= 2 \sqrt{p} \cos (\varphi + 120^\circ) + \frac{1}{3} I_1; \\ \sigma_3 &= 2 \sqrt{p} \cos (\varphi - 120^\circ) + \frac{1}{3} I_1, \end{aligned} \right\} \quad (1.17)$$

где

$$\cos 3\varphi = \frac{q}{p \sqrt{p}}. \quad (1.18)$$

Контролем правильности вычисления коэффициентов  $p$  и  $q$  служит неравенство

$$p^3 > q^2, \quad (1.19)$$

в противном случае корни уравнения (1.10) — комплексные, что свидетельствует об ошибке в вычислениях.

Контролем правильности вычисления главных напряжений служат соотношения, вытекающие из определения инвариантов тензора напряжений:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3; \quad (1.11a)$$

$$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1; \quad (1.12a)$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3. \quad (1.13a)$$

Ориентация главных площадок определится путем трехкратного решения системы уравнений

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_x - \sigma_k) l_k + \tau_{xy} m_k + \tau_{xz} n_k &= 0; \\ \tau_{yx} l_k + (\sigma_y - \sigma_k) m_k + \tau_{yz} n_k &= 0; \\ l_k^2 + m_k^2 + n_k^2 &= 1. \end{aligned} \right\} k = 1, 2, 3. \quad (1.20)$$

В сечениях, делящих углы между главными плоскостями, действуют главные касательные напряжения

$$\tau_1 = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}, \quad \tau_2 = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}, \quad \tau_3 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}. \quad (1.21)$$

В теории упругости принято  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  («+» — растяжение, «-» — сжатие), тогда максимальное касательное напряжение

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}. \quad (1.22)$$

При двухмерном напряженном состоянии формулы преобразования (1.9) и вычисления главных напряжений (1.17) и (1.20) существенно упростятся:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x' &= \sigma_x l_{11}^2 + \sigma_y l_{12}^2 + 2\tau_{xy} l_{11} l_{12}; \\ \sigma_y' &= \sigma_x l_{21}^2 + \sigma_y l_{22}^2 + 2\tau_{xy} l_{21} l_{22}; \\ \tau_{x'y'} &= \sigma_x l_{11} l_{21} + \sigma_y l_{12} l_{22} + \tau_{xy} (l_{11} l_{22} + l_{12} l_{21}); \end{aligned} \right\} \quad (1.23)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}; \quad (1.24)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_k = \frac{\sigma_k - \sigma_x}{\tau_{xy}}, \quad k = 1, 2. \quad (1.25)$$

**Девiator напряжения.** Так как материалы, как правило, по-разному сопротивляются равномерному всестороннему давлению и касательным напряжениям, то тензор напряжения представляется в виде суммы

$$\mathbf{T}_\sigma = \mathbf{T}_{\sigma_0} + \mathbf{D}_\sigma, \quad (1.26)$$

где

$$\mathbf{T}_{\sigma_0} = \begin{vmatrix} \sigma_0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_0 \end{vmatrix}; \quad (1.27)$$

$\mathbf{T}_{\sigma_0}$  — шаровой тензор, соответствующий среднему напряжению

$$\sigma_0 = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3} I_1; \quad (1.28)$$

$$\mathbf{D}_\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_0 & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_0 & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_0 \end{vmatrix}, \quad (1.29)$$

$\mathbf{D}_\sigma$  — девиатор напряжения, характеризующий напряжения сдвига в данной точке.

Главные направления девиатора напряжения и тензора напряжения совпадают. Первый инвариант девиатора напряжений  $I_1$  ( $\mathbf{D}_\sigma$ ) равен, очевидно, нулю. Со вторым инвариантом девиатора напряжений  $I_2$  ( $\mathbf{D}_\sigma$ ) связана интенсивность касательных напряжений

$$\begin{aligned} \tau_i &= \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \sqrt{I_2(\mathbf{D}_\sigma)}. \end{aligned} \quad (1.30)$$

Интенсивность напряжений  $\sigma_i$  связана с  $\tau_i$  соотношением

$$\sigma_i = \sqrt{3} \tau_i. \quad (1.31)$$

**Дифференциальные уравнения равновесия.** Компоненты напряжений на рис. 1.2 характеризуют однородное напряженное состояние. При неоднородном напряженном состоянии, как ни близки грани элементарного объема, имеет место приращение напряжений (тем больше, чем дальше одна грань отстоит от другой и чем значительней градиент напряжений). Из условия равновесия всех сил,

приложенных к элементарному объему, следуют дифференциальные уравнения равновесия

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \right); \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \right); \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.32)$$

где  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  — компоненты объемной силы;  $\rho$  — плотность;  $t$  — время.

### 1.2.2. ДЕФОРМАЦИИ

**Тензор деформации.** Деформацией называют изменение расстояния между точками тела. Квадрат длины элемента (рис. 1.3)

$$ds^2 = dx^2 + dy^2 + dz^2 \quad (1.33)$$

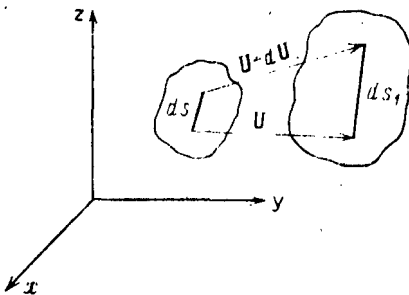
после деформации равен

$$ds_1^2 = (1 + 2\varepsilon_x) dx^2 + (1 + 2\varepsilon_y) dy^2 + (1 + 2\varepsilon_z) dz^2 + 2\gamma_{xy} dx dy + 2\gamma_{yz} dy dz + 2\gamma_{zx} dz dx, \quad (1.34)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u_x}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 \right]; \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} + \left[ \frac{\partial u_x}{\partial x} \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \frac{\partial u_z}{\partial y} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (1.35)$$

Остальные компоненты имеют аналогичную структуру и получаются круговой перестановкой индексов. При малых деформациях компоненты  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \dots, \gamma_{zx}$  малы по сравнению с единицей. Если при этом малы и углы поворота, то в формулах (1.35) можно отбросить квадратичные слагаемые, и тогда имеют место формулы Коши



$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u_x}{\partial x}; & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x}; \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial u_y}{\partial y}; & \gamma_{yz} &= \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y}; \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial u_z}{\partial z}; & \gamma_{zx} &= \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (1.36)$$

Рис. 1.3. Элемент длины тела до и после деформации:  
 $u$  — вектор смещения

Совокупность относительных удлинений  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$  соответственно в направлениях осей  $x, y, z$  и половин от-

носительных сдвигов  $\gamma_{xy}$ ,  $\gamma_{yz}$ ,  $\gamma_{zx}$  (изменений первоначальных прямых углов между направлениями  $x$  и  $y$ ,  $y$  и  $z$ ,  $z$  и  $x$  соответственно) образует симметричный тензор деформаций

$$\mathbf{T}_\varepsilon = \begin{vmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \varepsilon_y & \frac{1}{2} \gamma_{yz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & \varepsilon_z \end{vmatrix}. \quad (1.37)$$

**Главные деформации.** Линейные деформации по трем взаимно перпендикулярным направлениям, углы между которыми в результате нагружения не изменяются, называются главными деформациями  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$ , а направления их — главными направлениями. Главные деформации являются корнями кубического уравнения и определяются по формулам, аналогичным (1.17)

$$\varepsilon^3 - I_{e1} \varepsilon^2 + I_{e2} \varepsilon - I_{e3} = 0, \quad (1.38)$$

где

$$I_{e1} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z; \quad (1.39)$$

$$I_{e2} = \varepsilon_y \varepsilon_z + \varepsilon_z \varepsilon_x + \varepsilon_x \varepsilon_y - \frac{1}{4} (\gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2 + \gamma_{xy}^2); \quad (1.40)$$

$$I_{e3} = \begin{vmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \varepsilon_y & \frac{1}{2} \gamma_{yz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & \varepsilon_z \end{vmatrix}. \quad (1.41)$$

**Девiator деформации.** Тензор деформации удобно представить в виде суммы

$$\mathbf{T}_\varepsilon = \frac{1}{3} \mathbf{T}_{\varepsilon_0} + \mathbf{D}_\varepsilon, \quad (1.42)$$

где

$$\mathbf{T}_{\varepsilon_0} = \begin{vmatrix} \varepsilon_0 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_0 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_0 \end{vmatrix}, \quad (1.43)$$

$\mathbf{T}_{\varepsilon_0}$  — шаровой тензор объемного расширения

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = I_{e1}, \quad (1.44)$$

$$\mathbf{D}_\varepsilon = \begin{vmatrix} \varepsilon_x - \frac{1}{3} \varepsilon_0 & \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \varepsilon_y - \frac{1}{3} \varepsilon_0 & \frac{1}{2} \gamma_{yz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & \varepsilon_z - \frac{1}{3} \varepsilon_0 \end{vmatrix}, \quad (1.45)$$

$\mathbf{D}_\varepsilon$  — девiator деформации, характеризующий изменение формы элемента тела.

Положительную величину, пропорциональную квадратному корню из второго инварианта девиатора деформации

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \sqrt{\frac{2}{3} I_{2\varepsilon} (D_\varepsilon)}, \quad (1.46)$$

называют интенсивностью деформации сдвига.

Интенсивность деформаций  $\varepsilon_i$  связана с  $\gamma_i$  соотношением

$$\varepsilon_i = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_i. \quad (1.47)$$

**Условия неразрывности (сплошности) деформаций.** Компоненты деформации не могут быть произвольными функциями и в сплошном теле должны удовлетворять шести условиям сплошности Сен-Венана:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}; \quad \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} \right); \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial z \partial y}; \quad \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z \partial x} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} - \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} \right); \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial x \partial z}; \quad \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y} - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.48)$$

**Скорость деформаций.** При изучении неупругих деформаций необходимо вводить скорости деформаций. Пусть частицы тела перемещаются со скоростью  $v$ , проекции которой

$$v_x = v_x(x, y, z, t), \quad v_y = v_y(x, y, z, t), \quad v_z = v_z(x, y, z, t). \quad (1.49)$$

При этом тело испытывает деформацию, скорость которой характеризуется компонентами тензора скорости деформации

$$\left. \begin{aligned} \xi_x = \frac{\partial v_x}{\partial x}; \quad \eta_{xy} = \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x}; \\ \xi_y = \frac{\partial v_y}{\partial y}; \quad \eta_{yz} = \frac{\partial v_y}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial y}; \\ \xi_z = \frac{\partial v_z}{\partial z}; \quad \eta_{zx} = \frac{\partial v_z}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (1.50)$$

Для скоростей деформаций, так же как и для деформаций, вводятся понятия: главные скорости деформаций, тензор  $T_\xi$  и девиатор  $D_\xi$  скоростей деформаций, интенсивность скоростей деформаций сдвига  $\eta_i$  и интенсивность скоростей деформаций  $\xi_i$ , которые определяются по аналогичным формулам.

При малых деформациях справедливы соотношения

$$\left. \begin{aligned} \xi_x = \frac{\partial \varepsilon_x}{\partial t}; \quad \eta_{xy} = \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial t}; \\ \xi_y = \frac{\partial \varepsilon_y}{\partial t}; \quad \eta_{yz} = \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial t}; \\ \xi_z = \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t}; \quad \eta_{zx} = \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial t}. \end{aligned} \right\} \quad (1.51)$$

Т а б л и ц а 1.1. Обозначения компонентов напряжений и деформаций

I	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\tau_{xy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{zx}$	$\epsilon_x$	$\epsilon_y$	$\epsilon_z$	$\gamma_{xy}$	$\gamma_{yz}$	$\gamma_{zx}$
II	$X_x$	$Y_y$	$Z_z$	$X_y$	$Y_z$	$Z_x$	$e_{xx}$	$e_{yy}$	$e_{zz}$	$e_{xy}$	$e_{yz}$	$e_{zx}$
III	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yz}$	$\sigma_{zx}$	$\epsilon_{xx}$	$\epsilon_{yy}$	$\epsilon_{zz}$	$\epsilon_{xy}$	$\epsilon_{yz}$	$\epsilon_{zx}$
IV	$\sigma_{11}$	$\sigma_{22}$	$\sigma_{33}$	$\sigma_{12}$	$\sigma_{23}$	$\sigma_{31}$	$\epsilon_{11}$	$\epsilon_{22}$	$\epsilon_{33}$	$\epsilon_{12}$	$\epsilon_{23}$	$\epsilon_{31}$

Примечание. Обозначения I широко используются в литературе по сопротивлению материалов и строительной механике и приняты в настоящем справочнике; II широко используются в монографиях по теории упругости; III и IV отличаются обозначением координатных осей  $x, y, z$  и 1, 2, 3, последняя форма удобна при записи уравнений теории упругости в тензорной форме.

Первый индекс (при двойном индексе) показывает, какой оси перпендикулярна площадка действия напряжения (или деформации), второй — какой оси параллельно напряжение (или деформация). Если направления внешней нормали к площадке и параллельной ей оси координат совпадают, то в теории упругости положительными направлениями напряжений на этой площадке считаются направления осей координат (см. рис. 1.2).

Компоненты скорости деформации не могут быть произвольными функциями и должны удовлетворять шести условиям сплошности, аналогичным (1.48).

Используемые в литературе различные обозначения компонентов напряжений и деформаций приведены в табл. 1.1.

### 1.3. ТЕОРИЯ УПРУГОСТИ

#### 1.3.1. ЗАКОН ГУКА

Обобщенный закон Гука для анизотропного тела предполагает линейную зависимость компонентов напряжения от компонентов деформации

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= C_{11} \epsilon_x + C_{12} \epsilon_y + C_{13} \epsilon_z + C_{14} \gamma_{xy} + C_{15} \gamma_{yz} + C_{16} \gamma_{zx}; \\ \sigma_y &= C_{21} \epsilon_x + C_{22} \epsilon_y + C_{23} \epsilon_z + C_{24} \gamma_{xy} + C_{25} \gamma_{yz} + C_{26} \gamma_{zx}; \\ &\dots \\ \tau_{zx} &= C_{61} \epsilon_x + C_{62} \epsilon_y + C_{63} \epsilon_z + C_{64} \gamma_{xy} + C_{65} \gamma_{yz} + C_{66} \gamma_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (1.52)$$

Число упругих постоянных  $C_{ij}$  равно 21, поскольку  $C_{ij} = C_{ji}$ ; ортотропное тело имеет три ортогональные плоскости упругой симметрии. Число упругих постоянных уменьшается до 9, и закон Гука имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E_1} \sigma_x - \frac{\mu_{21}}{E_2} \sigma_y - \frac{\mu_{31}}{E_3} \sigma_z; & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G_{12}} \tau_{xy}; \\ \epsilon_y &= -\frac{\mu_{12}}{E_1} \sigma_x + \frac{1}{E_2} \sigma_y - \frac{\mu_{32}}{E_3} \sigma_z; & \gamma_{yz} &= \frac{1}{G_{23}} \tau_{yz}; \\ \epsilon_z &= -\frac{\mu_{13}}{E_1} \sigma_x - \frac{\mu_{23}}{E_2} \sigma_y + \frac{1}{E_3} \sigma_z; & \gamma_{zx} &= \frac{1}{G_{13}} \tau_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (1.53)$$

при этом

$$E_1 \mu_{21} = E_2 \mu_{12}, \quad E_2 \mu_{32} = E_3 \mu_{23}, \quad E_3 \mu_{13} = E_1 \mu_{31}, \quad (1.54)$$

где  $E_1, E_2, E_3$  — модули упругости;  $G_{12}, G_{23}, G_{13}$  — модули сдвига;  $\mu_{12}, \mu_{21}, \mu_{13}, \mu_{31}, \mu_{23}, \mu_{32}$  — коэффициенты Пуассона.

Трансверсально-изотропное тело имеет плоскость изотропии, перпендикулярную оси  $z$ . В этом случае закон Гука имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E_1} (\sigma_x - \mu_1 \sigma_y) - \frac{\mu_2}{E_2} \sigma_z; \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G_1} \tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E_1} (\sigma_y - \mu_1 \sigma_x) - \frac{\mu_2}{E_2} \sigma_z; \quad \gamma_{yz} = \frac{1}{G_2} \tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= -\frac{\mu_2}{E_2} (\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{E_2} \sigma_z; \quad \gamma_{zx} = \frac{1}{G_2} \tau_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (1.55)$$

Изотропное тело характеризуется эквивалентностью всех направлений, закон Гука в этом случае имеет вид

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu (\sigma_x + \sigma_z)]; \quad \gamma_{yz} = \frac{1}{G} \tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)]; \quad \gamma_{zx} = \frac{1}{G} \tau_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (1.56)$$

Относительное изменение объема  $\varepsilon_0$  пропорционально среднему напряжению  $\sigma_0$  [см. (1.28), (1.44)]:

$$\varepsilon_0 = \sigma_0 / K, \quad (1.57)$$

где

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)}, \quad (1.58)$$

$K$  — объемный модуль.

Зависимости напряжений от деформаций записываются в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{2G}{1-2\mu} [(1-\mu) \varepsilon_x + \mu (\varepsilon_y + \varepsilon_z)]; \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= \frac{2G}{1-2\mu} [(1-\mu) \varepsilon_y + \mu (\varepsilon_z + \varepsilon_x)]; \quad \tau_{yz} = G\gamma_{yz}; \\ \sigma_z &= \frac{2G}{1-2\mu} [(1-\mu) \varepsilon_z + \mu (\varepsilon_x + \varepsilon_y)]; \quad \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \end{aligned} \right\} \quad (1.59)$$

или в форме Ламе

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2G\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_0; \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= 2G\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_0; \quad \tau_{yz} = G\gamma_{yz}; \\ \sigma_z &= 2G\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_0; \quad \tau_{zx} = G\gamma_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (1.60)$$

где

$$\lambda = \frac{2\mu G}{1-2\mu}; \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}; \quad (1.61)$$

$\lambda$ ,  $G$  - постоянные Ламе.

Для реальных материалов коэффициент Пуассона лежит в пределах  $0 < \mu < 0,5$ . Для упругого несжимаемого тела  $\mu = 0,5$ .

**Удельная потенциальная энергия.** Под действием внешних сил упругое тело испытывает деформацию, при которой силы совершают работу, превращающуюся в потенциальную энергию, которая при удалении внешних сил расходуется на восстановление первоначальной формы и размеров тела. Энергия, накапливаемая при деформации в единичном объеме материала, называется удельной потенциальной энергией, или упругим потенциалом, и вычисляется по формулам:

через компоненты напряжения

$$U = \frac{1}{2E} [\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - 2\mu(\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x)] + 2(1 + \mu)(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2); \quad (1.62)$$

через компоненты деформаций

$$U = G \left[ \varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2 + \frac{\mu}{1-2\mu} \varepsilon_0^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right] \quad (1.63)$$

или в тензорной форме

$$U = \frac{1}{2} \mathbf{T}_\sigma \mathbf{T}_\varepsilon \quad (1.64)$$

Половинное значение произведения (1.64) берется потому, что напряжения возникают не внезапно, а растут по мере увеличения деформаций вследствие зависимости от них, что характерно для статического процесса.

Удобно  $U$  представлять в виде суммы энергии, расходуемой на изменение объема  $U_0$ , и энергии, расходуемой на изменение формы  $U_\Phi$ :

$$U_0 = \frac{1-2\mu}{6E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - \frac{3(1-2\mu)}{2E} \sigma_0^2; \quad (1.65)$$

$$U_\Phi = \frac{1+\mu}{6E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] - \frac{1+\mu}{3E} \sigma_1^2; \quad (1.66)$$

где  $\sigma_0$  и  $\sigma_i$  вычисляются по (1.28) и (1.31) соответственно.

### 1.3.2. УРАВНЕНИЯ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ В ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ

В теории упругости одну и ту же задачу можно решать либо в перемещениях, либо в напряжениях, рассматривая соответствующую систему дифференциальных уравнений равновесия. Этим двум подходам отвечают и различные вариационные принципы (принцип минимума потенциальной энергии и принцип Кастильяно). Можно также исходить из смешанной системы уравнений.

**Уравнения Ламе.** Подставив в дифференциальные уравнения равновесия (1.32) компоненты напряжений согласно (1.60) и заменив компоненты деформаций



по формулам Коши (1.36), получим дифференциальные уравнения упругого тела в перемещениях — уравнения Ламе

$$\left. \begin{aligned} (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial x} + G \nabla^2 u_x + X &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \right); \\ (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial y} + G \nabla^2 u_y + Y &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \right); \\ (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial z} + G \nabla^2 u_z + Z &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.67)$$

Решение Папковича — Нейбера. Решение уравнений Ламе (1.67) для статики может быть представлено через гармонические функции  $\Phi_i$

$$\left. \begin{aligned} u_x &= \Phi_1 - \frac{1}{4(1-\mu)} \frac{\partial}{\partial x} (x\Phi_1 + y\Phi_2 + z\Phi_3 + \Phi_0); \\ u_y &= \Phi_2 - \frac{1}{4(1-\mu)} \frac{\partial}{\partial y} (x\Phi_1 + y\Phi_2 + z\Phi_3 + \Phi_0); \\ u_z &= \Phi_3 - \frac{1}{4(1-\mu)} \frac{\partial}{\partial z} (x\Phi_1 + y\Phi_2 + z\Phi_3 + \Phi_0). \end{aligned} \right\} \quad (1.68)$$

Через эти функции по формулам (1.60) можно выразить компоненты напряжения. Имеются также другие формы общего решения уравнений Ламе (решение Буссинеска, Галеркина и др. [1, 52]).

### 1.3.3. УРАВНЕНИЯ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ В НАПРЯЖЕНИЯХ

Уравнения Бельтрами—Митчелла. Подставив компоненты деформации по закону Гука (1.56) в условие сплошности (1.48), получим с помощью дифференциальных уравнений равновесия (1.32) уравнения Бельтрами—Митчелла

$$\left. \begin{aligned} \nabla^2 \sigma_x + \frac{3}{1+\mu} \frac{\partial^2 \sigma_0}{\partial x^2} &= -2 \frac{\partial X}{\partial x} - \frac{\mu}{1-\mu} \left( \frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right); \\ \nabla^2 \sigma_y + \frac{3}{1+\mu} \frac{\partial^2 \sigma_0}{\partial y^2} &= -2 \frac{\partial Y}{\partial y} - \frac{\mu}{1-\mu} \left( \frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right); \\ \nabla^2 \sigma_z + \frac{3}{1+\mu} \frac{\partial^2 \sigma_0}{\partial z^2} &= -2 \frac{\partial Z}{\partial z} - \frac{\mu}{1-\mu} \left( \frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right); \\ \nabla^2 \tau_{xy} + \frac{3}{1+\mu} \frac{\partial^2 \sigma_0}{\partial x \partial y} &= - \left( \frac{\partial X}{\partial y} + \frac{\partial Y}{\partial x} \right); \\ \nabla^2 \tau_{yz} + \frac{3}{1+\mu} \frac{\partial^2 \sigma_0}{\partial y \partial z} &= - \left( \frac{\partial Y}{\partial z} + \frac{\partial Z}{\partial y} \right); \\ \nabla^2 \tau_{zx} + \frac{3}{1+\mu} \frac{\partial^2 \sigma_0}{\partial z \partial x} &= - \left( \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial X}{\partial z} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.69)$$

Для получения полной системы уравнений в напряжениях к уравнениям (1.69) следует присоединить дифференциальные уравнения равновесия (1.32). Этой системе уравнений можно удовлетворить с помощью тензора функций напряжения [52].

### 1.3.4. ГРАНИЧНЫЕ УСЛОВИЯ. ПРИНЦИП СЕН-ВЕНАНА

**Первая основная задача (задача Дирихле).** На поверхности тела  $S$  заданы нагрузки  $p_x, p_y, p_z$ , тогда на этой поверхности должны выполняться условия (1.5). Необходимо определить распределение напряжений в теле.

**Вторая основная задача (задача Неймана).** Заданы смещения  $u_{xs}, u_{ys}, u_{zs}$  точек поверхности тела, тогда на  $S$  должно быть

$$u_x = u_{xs}, \quad u_y = u_{ys}, \quad u_z = u_{zs}. \quad (1.70)$$

В чистом виде эта задача встречается значительно реже.

**Основная смешанная задача.** На части поверхности  $S_p$  заданы нагрузки, а на остальной части  $S_u$  поверхности тела заданы смещения.

**Принцип Сен-Венана.** Решение граничных задач связано с математическими трудностями. Большое значение имеет возможность некоторого ослабления граничных условий, определяемая принципом Сен-Венана: *статически эквивалентные системы нагрузок, действующие на небольшой части поверхности тела, в некотором отдалении от последней (на расстоянии, сопоставимом с ее поперечным размером) приводят к практически одинаковым напряженным состояниям.*

Статически эквивалентные системы нагрузок имеют одинаковые главные вектор и момент. Строгое доказательство принципа Сен-Венана отсутствует, однако он хорошо подтверждается имеющимися точными решениями частных задач и экспериментальными данными.

**Начальные условия.** При рассмотрении динамических задач необходимо задать в начальный момент  $t = 0$  смещения и скорости. Аналогично следует поступать при решении температурных задач.

### 1.3.5. ОБЩИЕ ТЕОРЕМЫ. ВАРИАЦИОННЫЕ МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ

**Теорема Клапейрона.** *Потенциальная энергия тела равна половине произведения внешних сил на вызванные ими перемещения:*

$$\int_V U dV = \frac{1}{2} \left[ \int_V (Xu_x + Yu_y + Zu_z) dV + \int_S (p_x u_x + p_y u_y + p_z u_z) dS \right]. \quad (1.71)$$

**Теорема взаимности работ (теорема Бетти).** Пусть на тело действуют две системы нагрузок:

- 1)  $p'_x, p'_y, p'_z, X', Y', Z'$  (соответствующие им смещения равны  $u'_x, u'_y, u'_z$ );
- 2)  $p''_x, p''_y, p''_z, X'', Y'', Z''$  (соответствующие им смещения —  $u''_x, u''_y, u''_z$ ).

Из независимости потенциальной энергии от порядка приложения нагрузок следует, что работа сил первого состояния на смещениях второго состояния равна работе сил второго состояния на смещениях первого:

$$\begin{aligned} & \int_V (X' u''_x + Y' u''_y + Z' u''_z) dV + \int_S (p'_x u''_x + p'_y u''_y + p'_z u''_z) dS = \\ & = \int_V (X'' u'_x + Y'' u'_y + Z'' u'_z) dV + \int_S (p''_x u'_x + p''_y u'_y + p''_z u'_z) dS. \end{aligned} \quad (1.72)$$

**Принцип минимума потенциальной энергии системы (принцип минимума для смещений).** *Из всех кинематически возможных систем перемещений, принимающих заданные значения на поверхности тела, только действительные перемещения сообщают минимум потенциальной энергии системе*

$$\Pi \equiv \int_V U dV - \int_V (Xu_x + Yu_y + Zu_z) dV - \int_S (p_x u_x + p_y u_y + p_z u_z) dS = \min. \quad (1.73)$$

**Принцип Кастильяно** (принцип минимума для напряжений). Из всех систем напряжений, находящихся в равновесии с заданными объемными и поверхностными силами, только действительная система напряжений сообщает минимум дополнительной работе

$$\int_V U dV - \int_S (p_x u_x + p_y u_y + p_z u_z) dS = \min. \quad (1.74)$$

Поверхностный интеграл берут по той части поверхности, на которой заданы перемещения. Если рассматривается первая основная задача ( $S_u = 0$ ) или на  $S_u$  смещения равны нулю, то реализуется минимум потенциальной энергии тела

$$U \equiv \int_V U dV = \min. \quad (1.75)$$

**Теорема Кастильяно.** Если на тело действуют обобщенные сосредоточенные нагрузки  $Q_i$  ( $i = 1, 2, 3 \dots$ ), а на  $S_u$  смещение равно нулю, то

$$\frac{\partial U}{\partial Q_i} = u_i, \quad (1.76)$$

где  $u_i$  — обобщенные перемещения.

**Принцип Гамильтона.** Пусть упругое тело находится в состоянии движения и его действительное движение характеризуется перемещениями  $u_x, u_y, u_z$ . Сравнивая это поле перемещений с близким кинематически возможным полем  $u_x + \delta u_x, u_y + \delta u_y, u_z + \delta u_z$ , таким, что  $\delta u_x = \delta u_y = \delta u_z = 0$  для заданных моментов времени  $t_0$  и  $t_1$ , можно показать, что для действительного движения

интеграл  $\int_{t_0}^{t_1} (T - A + U) dt$  принимает экстремальное значение, т. е.

$$\delta \int_{t_0}^{t_1} (T - A + U) dt = 0, \quad (1.77)$$

где  $U$  — упругий потенциал тела;  $T$  — кинетическая энергия тела;  $A$  — работа внешних сил:

$$A = \int (X u_x + Y u_y + Z u_z) dV + \int_S (p_x u_x + p_y u_y + p_z u_z) dS. \quad (1.78)$$

Вариационные методы решения задач теории упругости (Ритца, Бубнова—Галеркина, Власова, Лагранжа) даны в [52].

Использование в инженерных расчетах ЭВМ обусловило развитие метода сеток [1, 44] и метода конечных элементов [26].

### 1.3.6. ПЛОСКАЯ ЗАДАЧА

**Плоская деформация** имеет место в длинном призматическом теле (с осью  $z$ ) при условии, что смещение  $u_z = 0$ , а внешние нагрузки не зависят от  $z$ , причем  $p_z = Z = 0$  [например, бетонная плотина (рис. 1.4)]. Следовательно,

$$\epsilon_{xz} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0, \quad \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0, \quad \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} (\sigma_x + \sigma_y). \quad (1.79)$$

Если закрепления концов такие, что условие  $u_z = 0$  не выполняется (например, концы свободны), то рассматриваемую задачу можно решать в условиях плоской деформации, вычислив согласно (1.79) осевое усилие  $P$  и затем наложив на это решение состояние надлежаще выбранного одноосного растяжения (например, свободных концов — растяжение силой  $P$ ). Суммарное решение по принципу Сен-Венана будет справедливо в некотором отдалении от концов.

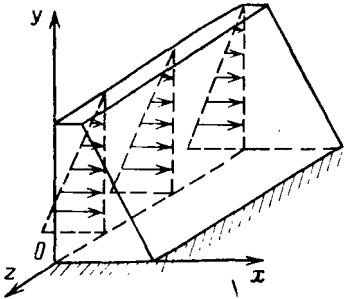


Рис. 1.4. Плоская деформация бетонной гравитационной плотины

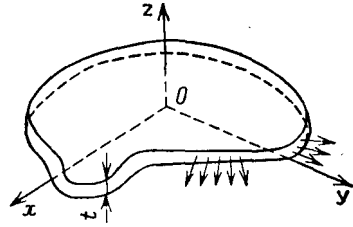


Рис. 1.5. Плоское напряженное состояние

Дифференциальные уравнения равновесия имеют вид [см. (1.32)]

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \right); \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.80)$$

Соотношения Гука также упрощаются [см. (1.59) и (1.36)]

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{2G}{1-2\mu} [(1-\mu) \epsilon_x + \mu \epsilon_y] = 2G \frac{\partial u_x}{\partial x} + \lambda \left( \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right); \\ \sigma_y &= \frac{2G}{1-2\mu} [(1-\mu) \epsilon_y + \mu \epsilon_x] = 2G \frac{\partial u_y}{\partial y} + \lambda \left( \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right); \\ \tau_{xy} &= G \gamma_{xy} = G \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.81)$$

**Плоское напряженное состояние** реализуется в тонких пластинах со свободными от нагрузок основаниями; пластина деформируется нагрузками, лежащими в плоскости пластины (рис. 1.5).

Следовательно, на основаниях пластины

$$\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0. \quad (1.82)$$

Соотношения Гука записываются в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_x + \mu \epsilon_y) = 2G \frac{\partial u_x}{\partial x} + \lambda' \left( \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right); \\ \sigma_y &= \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_y + \mu \epsilon_x) = 2G \frac{\partial u_y}{\partial y} + \lambda' \left( \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right); \\ \tau_{xy} &= G \gamma_{xy} = G \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right), \end{aligned} \right\} \quad (1.83)$$

где

$$\lambda' = \frac{1-2\mu}{1-\mu} \lambda. \quad (1.84)$$

Уравнения плоской задачи в смещениях из уравнения Ламе (1.67)

$$\left. \begin{aligned} (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial x} + G \nabla^2 u_x + X &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \right); \\ (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial y} + G \nabla^2 u_y + Y &= 0 \left( \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.85)$$

Уравнения плоской задачи в напряжениях состоят из уравнений равновесия (1.80) и условия сплошности

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_y) = - \frac{2(\lambda + G)}{\lambda + 2G} \left( \frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} \right) = - \frac{2}{1 + \mu} \left( \frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} \right), \quad (1.86)$$

вытекающего из уравнений Бельтрами—Митчелла (1.69).

Функция напряжений (функция Эри). Дифференциальные уравнения (1.80) при отсутствии объемных сил удовлетворяются при подстановке

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y}. \quad (1.87)$$

Из условия сплошности (1.86) вытекает, что функция напряжений удовлетворяет бигармоническому уравнению

$$\nabla^2 \nabla^2 \Phi = 0 \quad (1.88)$$

или в развернутом виде

$$\frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial y^4} = 0. \quad (1.88a)$$

Применение комплексной переменной [37]. При комплексных переменных

$$z = x + iy, \quad \bar{z} = x - iy \quad (1.89)$$

уравнение (1.88a) будет

$$\frac{\partial^4 \Phi}{\partial z^2 \partial \bar{z}^2} = 0 \quad (1.90)$$

с общим решением

$$\Phi = \frac{1}{2} [\bar{z}\psi(z) + z\bar{\psi}(\bar{z}) + \chi(z) + \bar{\chi}(\bar{z})] \quad (1.91)$$

или

$$\Phi = Re [\bar{z}\psi(z) + \chi(z)], \quad (1.92)$$

где  $Re$  — вещественная часть выражения в квадратных скобках;  $\psi(z)$ ,  $\chi(z)$  — неизвестные функции комплексной переменной  $z$ ;  $\bar{\psi}(\bar{z})$ ,  $\bar{\chi}(\bar{z})$  — функции, сопряженные с  $\psi(z)$  и  $\chi(z)$ .

Граничные условия для первой основной задачи на контуре  $S$  имеют вид

$$\Phi(z) + z\bar{\psi}'(\bar{z}) + \bar{\chi}'(\bar{z}) = i \int_0^s (p_x + ip_y) ds + C. \quad (1.93)$$

Для второй основной задачи граничные условия имеют вид

$$2G(u_x + iu_y) = \kappa\psi(z) - z\overline{\psi'(z)} - \overline{\chi'(z)}, \quad (1.94)$$

где  $\kappa = \frac{3-\mu}{1+\mu}$  — для плоского напряженного состояния;  $\kappa = 3 - 4\mu$  — для плоской деформации.

Компоненты напряжений находят по формулам Колосова—Мусхелишвили

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x + \sigma_y &= 2[\psi'(z) + \overline{\varphi'(z)}] = 4\operatorname{Re}\psi'(z); \\ \sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} &= 2[\overline{z}\psi''(z) + \chi''(z)]. \end{aligned} \right\} \quad (1.95)$$

### 1.3.7. РЕШЕНИЯ НЕКОТОРЫХ ЗАДАЧ

**Задача Буссинеска** [44, 52]. На упругое полупространство  $z \geq 0$  нормально к граничной плоскости  $z = 0$  действует сила  $P$  (рис. 1.6).

Решение дано в цилиндрических координатах

$$\left. \begin{aligned} u_r &= -\frac{P}{4\pi G} \frac{r}{R^2} \left[ \frac{(1-2\mu)R}{R+z} - \frac{z}{R} \right]; \\ u_z &= \frac{P}{4\pi GR} \left[ 2(1-\mu) + \frac{z^2}{R^2} \right]; \\ \sigma_r &= \frac{P}{2\pi R^2} \left[ \frac{(1-2\mu)R}{R+z} - \frac{3r^2 z}{R^3} \right]; \\ \sigma_\beta &= -\frac{(1-2\mu)P}{3\pi R^2} \left( \frac{R}{R+z} - \frac{z}{R} \right); \\ \sigma_z &= -\frac{3P}{2\pi R^2} \frac{z^3}{R^3}; \\ \tau_{rz} = \tau_{zr} &= -\frac{3P}{2\pi R^2} \frac{z^3}{R^3}; \\ \tau_{\beta r} = \tau_{\beta z} = u_\beta &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1.96)$$

где  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ .

При  $R \rightarrow \infty$  все перемещения и напряжения стремятся к нулю.

**Задача Черутти** [44, 52]. На упругое полупространство  $z \geq 0$  касательно к граничной плоскости  $z = 0$  действует сила  $T$  (рис. 1.7).

Решение дано в прямоугольных координатах

$$\left. \begin{aligned} u_x &= \frac{T}{4\pi G} \left( \frac{\lambda+3G}{\lambda+G} + \frac{x^2}{R^2} \right) \frac{1}{R} - \frac{T}{2\pi(\lambda+G)R} + \frac{T}{4\pi(\lambda+G)} \times \\ &\quad \times \left[ 1 - \frac{x^2}{R(R+z)} \right] \frac{1}{R+z}; \\ u_y &= \frac{T}{4\pi} \frac{xy}{R} \left[ \frac{1}{GR^2} - \frac{1}{(\lambda+G)(R+z)^2} \right]; \\ u_z &= \frac{T}{4\pi} \frac{x}{R} \left[ \frac{z}{GR^2} + \frac{1}{(\lambda+G)(R+z)} \right], \end{aligned} \right\} \quad (1.97)$$

где  $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ .

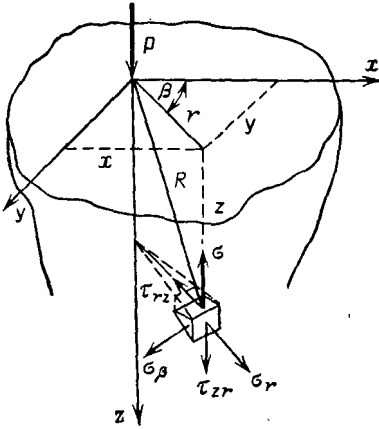


Рис. 1.6. Задача Буссинеска

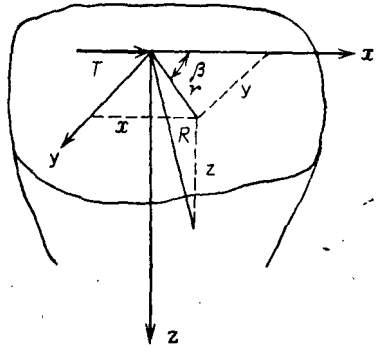


Рис. 1.7. Задача Черутти

Компоненты напряжений нетрудно получить, пользуясь формулами (1.60) и (1.36).

**Задача Леви** [44, 52]. На бесконечный тонкий клин действует жидкость с удельным весом  $\gamma_1$  и удельный вес материала клина  $\gamma_2$  (рис. 1.8). Напряжения в клине определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2cx + 6dy; \\ \sigma_y &= 6ax + 2by; \\ \tau_{xy} &= -2cy - (2b + \gamma_2)x, \end{aligned} \right\} \quad (1.98)$$

где

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{1}{6(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^3} [\gamma_2(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) - \gamma_1(2 - 3 \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg}^2 \alpha)]; \\ b &= \frac{1}{4} \left[ \gamma_2 - \frac{\gamma_1 \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - 6a(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) \right]; \\ c &= \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta \left( \frac{\gamma_1}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - 6a \right); \\ d &= \frac{\operatorname{tg}^2 \beta}{12} \left[ -\gamma_2 - \frac{3\gamma_1 \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + 6a(3 \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (1.99)$$

**Задача Митчела.** К неограниченному клину с углом  $2\alpha$  к вершине приложена сила  $P$ , составляющая с осью клина угол  $\beta_1$  (рис. 1.9). Напряжения в полярных координатах определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{2P}{r} \left( \frac{\cos \beta_1 \cos \beta}{2\alpha + \sin 2\alpha} + \frac{\sin \beta_1 \sin \beta}{2\alpha - \sin 2\alpha} \right); \\ \sigma_\beta &= \tau_{r\beta} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.100)$$

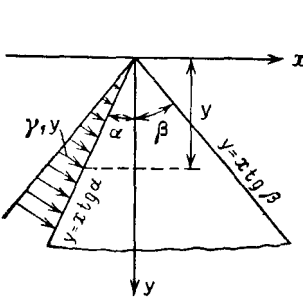


Рис. 1.8. Задача Леви

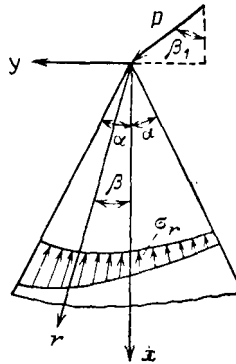


Рис. 1.9. Задача Митчела

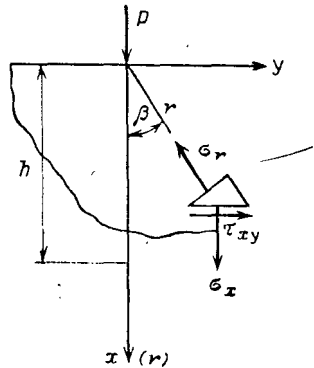


Рис. 1.10. Задача Фламана

**Задача Фламана.** К упругой полуплоскости  $x \geq 0$  приложена сосредоточенная сила  $P$ , перпендикулярная границе  $x=0$  (рис. 1.10). Настоящая задача является частным случаем задачи Митчела, если положить  $\alpha = \pi/2$  и  $\beta_1 = 0$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{2P \cos \beta}{\pi r}; \\ \sigma_\beta &= \tau_{r\beta} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.101)$$

Перемещения  $u_r$  и  $u_\beta$  определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} u_r &= -\frac{2(1-\mu^2)P}{\pi E} \left[ \ln \frac{r}{h} \cos \beta + \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \beta \sin \beta \right]; \\ u_\beta &= \frac{2(1-\mu^2)P}{\pi E} \left\{ \left[ \ln \frac{r}{h} + \frac{1}{2(1-\mu)} \right] \sin \beta - \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \beta \cos \beta \right\}. \end{aligned} \right\} \quad (1.102)$$

## 1.4. ТЕОРИИ ПРОЧНОСТИ

Для анализа поведения материала в условиях сложного напряженного состояния используются различные теории прочности, которые исходя из предположения о причинах разрушения (или переходы за предел текучести) разделяются на четыре группы: теории напряжений, теории деформаций, теории потенциальной энергии и механики хрупкого разрушения [4, 15, 33, 42, 55, 57].

### 1.4.1. ТЕОРИИ НАПРЯЖЕНИЙ

Эта группа теорий исходит из предположения, что разрушение наступает при достижении нормальным или касательным напряжением некоторого предельного значения.

**Теория наибольших нормальных напряжений.** Согласно этой теории, предложенной Галилеем в 1688 г., разрушение происходит при достижении одним из главных напряжений предела прочности на одноосное сжатие или растяжение

$$-\sigma_k \leq R_c, \quad \sigma_k \leq R_p, \quad k=1, 2, 3. \quad (1.103)$$



В осях главных напряжений<sup>1</sup> приведенные шесть уравнений определяют положение куба с гранями, параллельными координатным плоскостям (рис. 1.11, а). Все точки, заключенные внутри куба, определяют напряженные состояния с избытком прочности, а точки, расположенные вне куба, — с недостатком прочности. Все точки на поверхности куба соответствуют предельным напряженным состояниям и образуют предельную поверхность прочности (текучности).

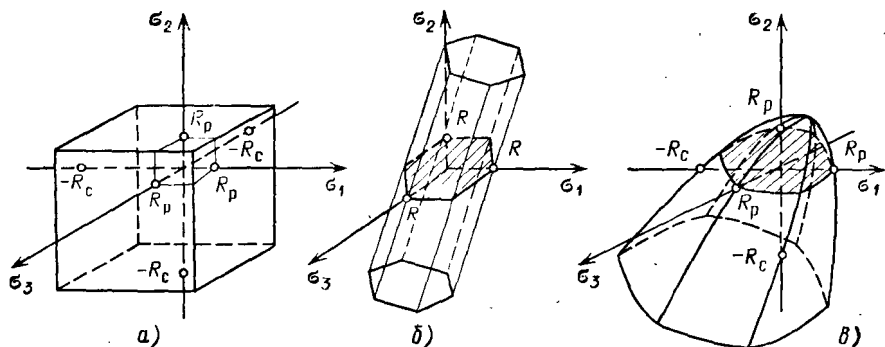


Рис. 1.11. Геометрическая интерпретация теорий прочности:

а и б — наибольших нормальных и касательных напряжений соответственно; в — Мора

**Теория наибольших касательных напряжений.** Согласно этой теории, предложенной Кулоном в 1773 г., разрушение материала с  $R_p = R_c = R$  происходит при достижении касательного напряжения значения, равного половине предела прочности  $R$ :

$$\sigma_k - \sigma_m \leq R, \quad k=1, 2, 3; \quad m=1, 2, 3; \quad k \neq m. \quad (1.104)$$

Соответствующая этим уравнениям предельная поверхность прочности представляет собой правильную и бесконечную шестигранную призму, равнонаклоненную к осям главных напряжений (рис. 1.11, б).

**Условие прочности по теории Мора** в общем случае записывается в виде

$$f(R_p, R_c, \sigma_k, \sigma_m) \leq 0, \quad k=1, 2, 3; \quad m=1, 2, 3; \quad k \neq m. \quad (1.105)$$

Вид уравнения (1.105) определяется экспериментально по испытаниям материала. Однако во всех случаях предельная поверхность прочности имеет ось симметрии, равнонаклоненную к осям главных напряжений, и замкнута в положительном октанте (рис. 1.11, в).

В простейшем случае прямолинейной огибающей предельных кругов Мора условие прочности (1.105) запишется в виде [15, 33]

$$\sigma_k \leq n(\sigma_m + R_c), \quad (1.105a)$$

где  $n = R_p/R_c$ .

#### 1.4.2. ТЕОРИИ ДЕФОРМАЦИИ

Эта группа теорий исходит из представления, что момент разрушения материала (переход за пределы текучности) наступает при предельных значениях деформации.

**Теория наибольших деформаций,** предложенная Мариоттом, исходит из предположения, что разрушение материала происходит при достижении дефор-

<sup>1</sup> В уравнениях § 1.4 и при геометрической интерпретации все три оси главных напряжений рассматриваются как равноправные и не связанные условием  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .

мацией предела, соответствующего деформациям при одноосном сжатии или растяжении:

$$\sigma_k - \mu (\sigma_l + \sigma_m) \leq R_p; \quad \left\{ \begin{array}{l} k=1, 2, 3; \quad l=1, 2, 3; \\ m=1, 2, 3; \\ k \neq l, \quad l \neq m, \quad m \neq k. \end{array} \right.$$

$$-[\sigma_k - \mu (\sigma_l + \sigma_m)] \leq R_c \quad (1.106)$$

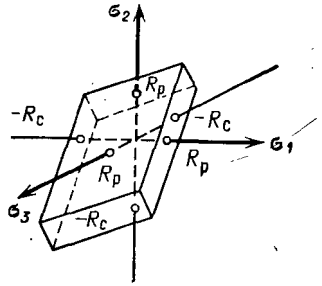


Рис. 1.12. Геометрическая интерпретация теории прочности наибольших деформаций

Соответствующая этим уравнениям предельная поверхность прочности представляет собой равносторонний косой параллелепипед, грани которого являются ромбами и ось симметрии которого равно наклонена к осям главных напряжений (рис. 1.12).

Теория Беккера ограничивает как значения деформаций сжатия и растяжения, так и значения деформаций сдвигов для материалов с  $R_p = R_c = R$  и  $R_{сд} = 0,6R$  (где  $R_{сд}$  — предельное напряжение, вызывающее разрушение материала при чистом сдвиге).

### 1.4.3. ТЕОРИИ ПОТЕНЦИАЛЬНОЙ ЭНЕРГИИ

Эта группа теорий исходит из представления, что существует некоторое предельное значение работы деформации, которая может накопиться в единице объема без остаточных деформаций. Поскольку потенциальная энергия определяется в зависимости от напряжений и деформаций, то эта группа теорий может рассматриваться как синтез первых двух групп теорий прочности.

Теория Губера—Мизеса. Согласно этой теории для материалов с  $R_p = R_c = R$ , остаточные деформации появляются при определенном значении той части потенциальной энергии, которая пошла на изменение формы тела. Аналитически условие прочности записывается в виде

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \leq 2R^2 \quad (1.107)$$

или с учетом (1.30), (1.31)

$$\sigma_i \leq R. \quad (1.107a)$$

Этому уравнению соответствует круговой цилиндр, описанный относительно призмы Кулона — теории наибольших касательных напряжений (рис. 1.13, а).

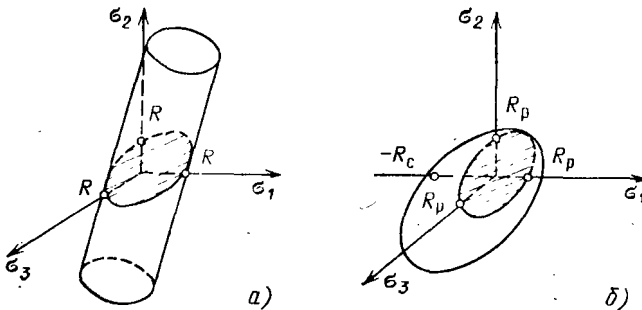


Рис. 1.13. Геометрическая интерпретация теорий прочности: а — Губера — Мизеса; б — Шлейхера

**Теория Шлейхера.** Согласно этой теории критерием прочности является полная потенциальная энергия, однако предельное ее значение полагается не постоянным, а зависящим от среднего нормального напряжения

$$U = f\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}\right) = f(\sigma_0). \quad (1.108)$$

В частном случае линейной функции  $f(\sigma_0)$  условие прочности записывается в виде

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) + (R_c - R_p)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \leq R_p R_c \quad (1.108a)$$

или с учетом (1.11a), (1.12a)

$$I_1^2 - 2(1 + \mu)I_2 + (R_c - R_p)I_1 \leq R_p R_c. \quad (1.109)$$

В осях главных напряжений этому уравнению соответствует эллипсоид вращения, центр которого смещен от начала координат (рис. 1.13, б).

**Теория Мизеса—Шлейхера—Боткина** является обобщением теории Мора. Условие текучести в соответствии с этой теорией записывается в виде

$$\sqrt{I_2(D_\sigma)} + \frac{k}{3}I_1 - B = 0, \quad (1.110)$$

где  $I_2(D_\sigma)$  — второй инвариант девиатора напряжений определяется по (1.30);  $k$ ,  $B$  — параметры прочности.

Поверхность текучести в пространстве главных напряжений представляет собой круговой конус. Когда круговой конус вписан в шестигранную пирамиду Мора в варианте (1.105a), соотношения между  $k$ ,  $B$  и  $n$ ,  $R_p$  запишутся в виде

$$k = \sqrt{3} \frac{1-n}{1+n}, \quad B = \sqrt{3} \frac{R_p}{2+n}. \quad (1.111)$$

Условие (1.110) по сравнению с условиями (1.105) имеет преимущество, заключающееся в симметрии относительно компонентов тензора напряжений. Использование же условий Мора осложняется необходимостью слежения за нумерацией главных напряжений, поскольку в (1.105) полагается, что  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .

#### 1.4.4. ТЕОРИЯ ГРИФФИТСА

В особую группу следует выделить теорию прочности Гриффитса и ее модификации. Для объяснения различия между действительной прочностью на разрыв реальных материалов и их теоретической (молекулярной) прочностью Гриффитс предположил, что в реальных материалах, как правило, имеются дефекты, на которых происходит концентрация напряжений, деформаций и энергий деформаций, которые достаточны, чтобы вызвать разрушение в местах этих дефектов. Исходя из этих положений, Гриффитс исследовал условия вблизи узкой эллиптической трещины и получил для этого частного случая значения прочности на разрыв

$$R_p = \sqrt{\frac{4EU_0}{\pi l}} = ml^{-\frac{1}{2}}, \quad (1.112)$$

где  $U_0$  — удельная поверхностная энергия;  $l$  — длина трещины.

В зависимости от соотношения главных напряжений Гриффитс сформулировал два критерия прочности:

1) при  $3\sigma_1 + \sigma_3 > 0$  имеет место разрушение отрыва

$$\sigma_1 = R_p; \quad (1.113)$$

2) при  $3\sigma_1 + \sigma_3 < 0$  имеет место разрушение сдвига

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + 8R_p(\sigma_1 + \sigma_3) = 0. \quad (1.114)$$

Критерий (1.114) по форме идентичен критерию прочности Мора при  $n = 1/8$  и огибающей предельных кругов Мора в виде квадратичной параболы.

Как показал анализ, гипотеза прочности Гриффитса описывает только начало образования микронарушений. При переходе через эту границу увеличивается роль сил трения, это обстоятельство было подтверждено экспериментальными исследованиями Хоека, который предложил критерий разрушения в виде зависимости

$$\tau = c_0 - \sigma \operatorname{tg} \varphi_0, \quad (1.115)$$

представляющей собой касательную 2 к параболе Гриффитса 1 (рис. 1.14), где  $\varphi_0$  — угол трения по образовавшейся трещине, а параметр  $c_0$  определяется по формуле

$$c_0 = \frac{2R_p}{\sin^2 \varphi_0}. \quad (1.116)$$

Теория Гриффитса положила начало развитию нового направления, а именно механики разрушения. Основными задачами механики разрушения являются [4, 42, 57]: выявление зависимости прочности материала от размера дефекта (тре-

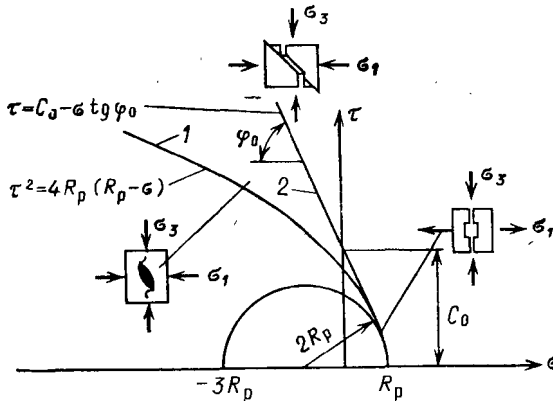


Рис. 1.14. Геометрическая интерпретация теории прочности Гриффитса — Хоека

щины), определение допустимых размеров трещины, определение времени развития трещины от начального размера до критического, определение частоты проверки наличия трещин в материале. Механика разрушения развивается, базируясь на различных разделах механики: от прикладной механики до структурной механики. Сделаны первые шаги в использовании механики разрушения для описания поведения под нагрузкой бетона, железобетона и скальных оснований гидротехнических сооружений<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Трапезников Л. П. Метод расчета температурной трещиностойкости бетона и кинетики температурных трещин в массивных бетонных гидросооружениях. — Гидротехническое строительство, 1981, № 7, с. 7—11.

## 1.5. ТЕОРИЯ ПЛАСТИЧНОСТИ

### 1.5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При воздействии значительных нагрузок тела или хрупко разрушаются, или испытывают неупругие, пластические деформации. Пластические свойства весьма разнообразны и зависят от рассматриваемых материалов и внешних условий. Теория пластичности изучает напряжения и деформации в телах вне зависимости от времени.

Задачи, в которых пластические деформации растут с течением времени, рассматриваются в теории ползучести.

Упругая и пластическая деформация. Кривая одноосного растяжения показана на рис. 1.15, а. Если нагрузку уменьшать, то кривая разгрузки  $CD$  близка к прямой линии, имеющей наклон упругого участка, остаточная деформация определяется отрезком  $OD$ . В теории пластичности кривые деформации схематизируют (рис. 1.15, б):

	Растяжение	Чистый сдвиг
Упругий участок $OA$ . . . . .	$\sigma_1 = E \varepsilon_1$	$\tau = G \gamma$
Участок текучести $AB$ . . . . .	$\sigma_1 = \text{const} = \sigma_T$	$\tau = \text{const} = \tau_T$
Участок упрочнения $BC$ . . . . .	$\sigma_1 = g_{11}(\varepsilon_1) \varepsilon_1$	$\tau = g(\gamma) \gamma$

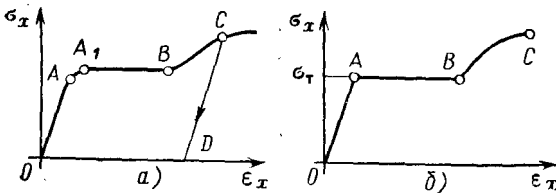


Рис. 1.15. Кривые одноосного растяжения:  
а — экспериментальная; б — схематизированная

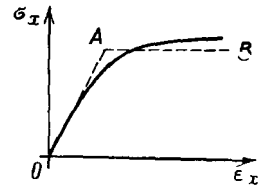


Рис. 1.16. Аппроксимация кривой деформации с незначительным упрочнением

Если кривая деформации (рис. 1.16) характеризуется незначительным упрочнением, ее можно аппроксимировать ломаной с горизонтальным участком текучести  $AB$ . Соответствующее напряжение в теории пластичности называют пределом текучести  $\sigma_T$  (или  $\tau_T$ ).

Функцию  $g_{11}(\varepsilon_1)$  [или  $g(\gamma)$ ] иногда называют модулем упрочнения. По опытным данным  $0 < g_{11}(\varepsilon_1) \leq E$ ,  $0 < g(\gamma) \leq C$ .

Важно различать простое (пропорциональное) и сложное нагружения. В первом случае напряжения в данной точке возрастают пропорционально одному параметру; при этом форма тензора напряжения и его главные оси сохраняются. При сложном нагружении направление главных осей и соотношения главных напряжений изменяются.

**Условия текучести (пластичности).** В состоянии текучести компоненты напряжения удовлетворяют условию текучести (пластичности). Для изотропного тела условие текучести должно быть функцией инвариантов напряжений. Из условий единственности решения вытекает, что поверхность текучести в осях  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  должна быть выпуклой.

В качестве условий текучести часто используются уравнения теорий прочности, например Кулона (1.104), Мизеса—Шлейхера—Боткина (1.110) и т. д.

**Условия упрочнения** характеризуют связь между напряжениями и деформациями в стадии упрочнения. Простейшее условие упрочнения (г и п о т е з а « е д и н о й к р и в о й ») имеет вид

$$\sigma_i = g_1(\varepsilon_i) \varepsilon_i \quad \text{или} \quad \tau_i = g(\gamma_i) \gamma_i, \quad (1.117)$$

где  $g_1(\varepsilon_i)$  [или  $g(\gamma_i)$ ] — положительная функция, характерная для данного материала и не зависящая от вида напряженного состояния;  $g_1(\varepsilon_i)$  — секущий модуль кривой  $\sigma_i, \varepsilon_i$ .

Другое условие (энергетическое условие), справедливое для более широкого класса нагружений, имеет вид

$$A_p = \Phi(\sigma_i), \quad (1.118)$$

где  $\Phi(\sigma_i)$  — характерная для данного материала функция, не зависящая от вида напряженного состояния;

$$A_p = \int_V (\sigma_x d\varepsilon_x^p + \sigma_y d\varepsilon_y^p + \dots + \tau_{xz} d\gamma_{xz}^p) dV \quad (1.119)$$

есть работа пластической деформации,  $d\varepsilon_{x\dots}^p$  — приращение компонентов пластической деформации.

**Критерии нагружения и разгрузки.** Важное значение имеют критерии, позволяющие в случае сложного напряженного состояния судить о том — происходит ли дальнейшая пластическая деформация (нагружение) или материал стал деформироваться упруго (разгрузка).

Материал нагружается, если работа пластической деформации растет, т. е. если

$$dA_p > 0. \quad (1.120)$$

Используя это условие, получаем следующие критерии разгрузки:

состояние текучести  $d\sigma_i < 0$ ;

состояние упрочнения  $d\sigma_i \geq 0$ .

Разгрузка протекает по закону Гука.

## 1.5.2. УРАВНЕНИЯ ПЛАСТИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ

Задача построения уравнений пластического состояния, связывающих напряжения и деформации, в общем случае не решена вследствие сложности процесса пластического деформирования. Предложено много различных теорий [1, 15].

Здесь изложены лишь основные схемы, получившие развитие и широко применяемые в инженерных расчетах.

**Теория пластического течения** основана на следующих предположениях:

- 1) тело изотропно;
- 2) относительное изменение объема является упругой деформацией, пропорциональной среднему давлению;
- 3) компоненты полной деформации  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \dots, \gamma_{xz}$  складываются из компонентов упругой деформации  $\varepsilon_x^e, \varepsilon_y^e, \dots, \gamma_{xz}^e$  и компонентов пластической деформации  $\varepsilon_x^p, \varepsilon_y^p, \dots, \gamma_{xz}^p$ ;
- 4) выполняется условие текучести Мизеса или условие упрочнения;
- 5) приращения компонентов пластической деформации  $d\varepsilon_x^p, \dots, d\gamma_{xz}^p$  пропорциональны соответствующим компонентам девиатора напряжений (1.29).

Из этих предположений вытекают уравнения Прандтля—Райса

$$\left. \begin{aligned} K d\varepsilon_0 &= d\sigma_0 \\ d\left(\varepsilon_x - \frac{1}{3}\varepsilon_0\right) &= \frac{1}{2G} ds_x + d\lambda s_x; \\ \dots\dots\dots \\ d\gamma_{xz} &= \frac{1}{G} d\tau_{xz} + 2d\lambda\tau_{xz}, \end{aligned} \right\} \quad (1.121)$$

где  $K$  — объемный модуль [см. (1.58)];  $s_x = \sigma_x - \sigma_0, \dots, \tau_{xz}$  — компоненты девиатора напряжений;  $d\lambda$  — некоторый, бесконечно малый скалярный множитель, связанный с приращением работы пластической деформации соотношением

$$dA_p = 2d\lambda\tau_i^2. \quad (1.122)$$

В состоянии текучести  $\tau_i^2 = \text{const} = \tau_T^2$ , тогда  $d\lambda = dA_p / 2\tau_T^2$ . В этом случае нет однозначной зависимости приращений компонентов пластической деформации от компонентов напряжений и их приращений.

В состоянии упрочнения выполняется условие (1.118); сопоставляя это условие с соотношением (1.122), находим

$$d\lambda = F(\tau_i) d\tau_i, \quad (1.123)$$

где

$$F(\tau_i) = \Phi'(\tau_i) / 2\tau_i^2. \quad (1.124)$$

В случае упрочнения уравнения (1.121) устанавливают однозначную зависимость приращений компонентов пластической деформации от напряжений и их приращений. Уравнения (1.121) применимы при  $d\tau_i > 0$ . При  $d\tau_i \leq 0$  происходит разгрузка.

Теория упругопластических деформаций, предложенная Генки и Надаи, использует конечные зависимости между компонентами напряжения и деформации, т. е. зависимости, аналогичные по структуре закону Гука. Предположения 1—4 теории пластического течения сохраняются. Предположение 5 заменяется другим: компоненты пластической деформации пропорциональны соответствующим компонентам девиатора напряжения. Тогда вместо уравнений (1.121) получаем уравнение Генки

$$\left. \begin{aligned} K\varepsilon_0 &= \sigma_0; \\ \varepsilon_x - \frac{1}{3}\varepsilon_0 &= \psi(\sigma_x - \sigma_0), \dots, \gamma_{xz} = 2\psi\tau_{xz}, \end{aligned} \right\} \quad (1.125)$$

где  $\psi$  — некоторый скалярный множитель, причем

$$\gamma_i = 2\psi\tau_i \quad \text{или} \quad \varepsilon_i = \frac{2}{3}\psi\gamma_i. \quad (1.126)$$

В случае упругого тела  $\psi = 1/2G$  и уравнения Генки переходят в закон Гука; здесь  $\tau_i = G\gamma_i$ , а приращение работы деформации  $dA$  является полным дифференциалом упругого потенциала  $U$ .

В случае идеальной пластичности выполняется условие Мизеса

$$\tau_i = \text{const} = \tau_T, \quad \psi = \gamma_i / 2\tau_T = 3\varepsilon_i / 2\sigma_T. \quad (1.127)$$

Разрешая уравнения (1.125) относительно напряжений, получаем

$$\sigma_x - \sigma_0 = \frac{2\tau_T}{\gamma_i} \left( \varepsilon_x - \frac{1}{3}\varepsilon_0 \right), \dots, \tau_{xz} = \frac{\tau_T}{\gamma_i} \gamma_{xz}. \quad (1.128)$$







ке *BC*, называемом вторым периодом ползучести (или периодом квазивязкого течения). Испытание заканчивается разрушением, которому предшествует участок ускоренной ползучести *CD*.

Если длина растянутого стержня все время поддерживается постоянной ( $\epsilon = \text{const}$ ), то напряжение в стержне с течением времени убывает, происходит релаксация напряжения. Это явление объясняется развитием в стержне деформаций ползучести, вследствие чего доля упругой деформации падает. Релаксация характеризуется резким спадом напряжения в начале процесса (рис. 1.18).

### 1.6.2. УРАВНЕНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ ОДНООСНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

Для описания ползучести предложены различные уравнения.

**Теория течения.** В случае ползучести растягиваемого стержня под действием напряжения  $\sigma_1$  полная деформация  $\epsilon_1$  может быть разложена на три составляющие:

$$\epsilon_1 = \epsilon_1^e + \epsilon_1^p + \epsilon_1^c, \tag{1.133}$$

где  $\epsilon_1^e$  — упругая деформация;  $\epsilon_1^p$  — пластическая деформация;  $\epsilon_1^c$  — деформация ползучести.

Дифференцирование во времени дает

$$\dot{\xi}_1 = \dot{\xi}_1^e + \dot{\xi}_1^p + \dot{\xi}_1^c. \tag{1.134}$$

Скорость упругой деформации определяют по закону Гука. Примем для простоты, что напряжения не превышают предела упругости при данной температуре, тогда  $\dot{\xi}_1^p = 0$ . Деформация ползучести при постоянном напряжении определяется зависимостью

$$\epsilon_1^c = \Omega_1(t) \sigma_1^m, \tag{1.135}$$

тогда скорость ползучести

$$\dot{\xi}_1^c = B_1(t) \sigma_1^m, \tag{1.136}$$

где

$$B_1(t) = \frac{d}{dt} \Omega_1(t). \tag{1.137}$$

Функция  $B_1(t)$  — положительная убывающая функция времени, отсчитываемого от момента начала ползучести, асимптотически стремящаяся к предельному значению  $B_1$  (рис. 1.19). Функция  $\Omega_1(t)$  пропорциональна какой-либо из кривых ползучести. Уравнение теории течения имеет вид

$$\dot{\xi}_1 = B_1(t) \sigma_1^m + \frac{1}{E} \frac{d\sigma_1}{dt}. \tag{1.138}$$

При  $B_1(t) = \text{const}$  и  $m = 1$  получаем известное уравнение Максвелла.

Уравнение теории течения (1.138) справедливо при не слишком малых скоростях ползучести и при напряжениях, изменяющихся медленно и монотонно; кроме того, начало ползучести должно протекать при достаточно больших напряжениях.

В задаче о релаксации напряжения стержень в момент  $t=0$  получил удлинение  $\epsilon_1^{(0)} = \sigma_1^{(0)}/E$ . В последующее время длина стержня

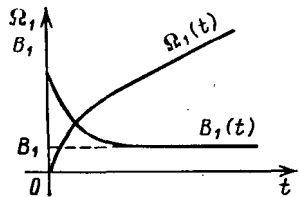


Рис. 1.19. Графики функций  $\Omega_1(t)$  и  $B_1(t)$

остаётся неизменной, т. е.  $\xi_1 = 0$ . Подставляя  $\xi_1 = 0$  в уравнение ползучести (1.138), получаем дифференциальные уравнения релаксации

$$B_1(t) \sigma_1^m + \frac{1}{E} \frac{d\sigma_1}{dt} = 0. \quad (1.139)$$

**Теория старения.** В теории старения принимают, что

$$\varepsilon_1^c = f(\sigma_1, t). \quad (1.140)$$

Тогда полная деформация

$$\varepsilon_1 = f(\sigma_1, t) + \sigma_1/E. \quad (1.141)$$

При степенной зависимости ползучести

$$\varepsilon_1 = \Omega_1(t) \sigma_1^m + \sigma_1/E. \quad (1.142)$$

Приведенные соотношения пригодны только при постоянной или слабоменяющейся нагрузке.

Релаксация определяется уравнением

$$\Omega_1(t) \sigma_1^m + \sigma_1/E = \sigma_1^{(0)}/E. \quad (1.143)$$

Релаксация по теории старения происходит несколько медленнее, чем по теории течения.

Решение задач по теории старения связано с меньшими математическими трудностями, в связи с чем эту теорию довольно широко используют в инженерных расчетах.

**Теория упрочнения.** По теории упрочнения имеется зависимость вида (при заданной температуре)

$$dp_1/dt = \varphi(\sigma_1, p_1), \quad (1.144)$$

где  $p_1 = \varepsilon_1^p + \varepsilon_1^c$  — необратимая деформация. Эту зависимость иногда записывают в форме

$$dp_1/dt = f(\sigma_1)/g(p_1), \quad (1.145)$$

где  $f(\sigma_1)$ ,  $g(p_1)$  — монотонно возрастающие функции. С ростом необратимой деформации скорость  $dp_1/dt$  падает, что интерпретируется как «упрочнение». Эквивалентность обеих составляющих  $\varepsilon_1^c$  и  $\varepsilon_1^p$ , как показали опыты, не имеет места. Под  $p_1$  следует понимать лишь деформацию ползучести  $\varepsilon_1^c$ .

Для простоты расчетов часто принимают

$$f(\sigma_1) = K \exp \frac{|\sigma_1|}{A}, \quad g(\varepsilon_1^c) = (\varepsilon_1^c)^d, \quad K \geq 0, \quad A \geq 0, \quad d \geq 0. \quad (1.146)$$

В случае релаксации  $\varepsilon_1 = \varepsilon_1^c + \frac{\sigma_1}{E} = \text{const} = \varepsilon_1^{(0)}$ , откуда

$$p_1 + \frac{\sigma_1}{A} = \frac{\sigma_0}{A} \quad \text{и} \quad \frac{dp_1}{dt} + \frac{1}{A} \frac{d\sigma_1}{dt} = 0.$$

**Теория наследственности.** Для описания ползучести используют также различные варианты теории упругого последствия Больцмана—Вольтерра [45].

### 1.6.3. УРАВНЕНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

Опыты показывают, что при сложном напряженном состоянии ползучесть определяется касательными напряжениями и протекает в общем по законам «обычной» пластической деформации. В связи с этим принимают следующие основные положения:



**Теория старения** формулируется внешне так же, как и теория упругопластической деформации. Второе и третье основные положения заменяются более простыми:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_x^e + \varepsilon_x^c, \dots, \gamma_{xz} = \gamma_{xz}^e + \gamma_{xz}^c. \quad (1.155)$$

Компоненты упругой деформации  $\varepsilon_x^e, \dots, \gamma_{xz}^e$  определяют по закону Гука, а компоненты деформации ползучести находят по формулам

$$\varepsilon_x^c = \frac{1}{2} f^*(\tau_i, t) (\sigma_x - \sigma_0), \dots, \gamma_{xz}^c = f^*(\tau_i, t) \tau_{xz}. \quad (1.156)$$

В случае степенной зависимости

$$f^*(\tau_i, t) = \Omega(t) \tau_i^{m-1}, \quad \Omega(t) = \int_0^t B(t) dt. \quad (1.157)$$

## 1.7. СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

### 1.7.1. ОСНОВНЫЕ УРАВНЕНИЯ ДЛЯ СТЕРЖНЯ

Прямоугольная система координат  $xuz$  связана со стержнем следующим образом: ось  $z$  направлена вдоль оси стержня, оси  $x$  и  $y$  совмещены с главными осями инерции поперечного сечения (рис. 1.20). Внешняя нагрузка, действующая на стержень, может быть представлена в виде распределенных силовых и момент.

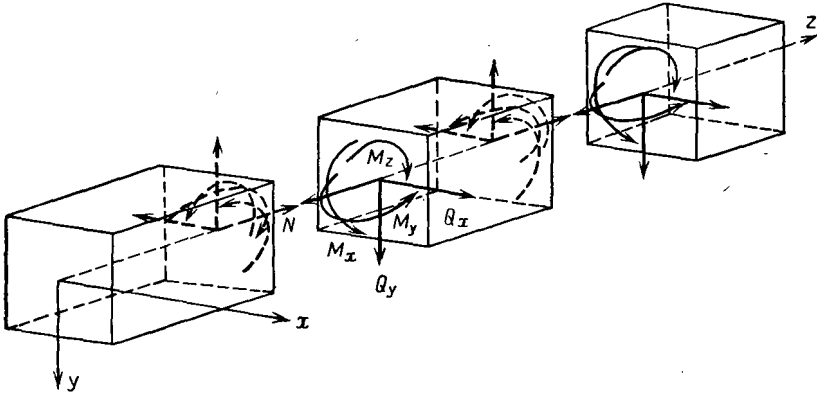


Рис. 1.20. Внутренние усилия в стержне

ных нагрузок:  $q_x, q_y, q_z$  и  $m_x, m_y, m_z$  и сосредоточенных сил и моментов:  $P_x, P_y, P_z$  и  $M_x, M_y, M_z$ . Внутренние момент и сила имеют составляющие:  $M_x, M_y, M_z$  и  $Q_x, Q_y, N$ . Силовые нагрузки и составляющие сил положительны, если направлены в сторону соответствующей оси координат; моментные нагрузки и составляющие моментов положительны, если при взгляде вдоль положительного направления соответствующей оси видны действующими против хода часовой стрелки.

В процессе нагружения (или деформации) стержня точки его оси испытывают перемещения, а поперечные сечения поворачиваются. Составляющие указанных перемещений и угла поворота в осях  $xuz$ :  $u_x, u_y, u_z$  и  $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ . Деформация

стержня может быть задана и при помощи шести следующих параметров:  $\kappa_x$ ,  $\kappa_y$  — изменение кривизны в плоскостях  $yz$  и  $xz$ ;  $\theta$  — погонный угол закручивания;  $\gamma_x$ ,  $\gamma_y$  — углы сдвига в плоскостях  $xz$  и  $yz$ ;  $\epsilon_z$  — относительная линейная деформация вдоль оси  $z$ .

Уравнения равновесия связывают между собой внешнюю нагрузку и внутренние усилия:

$$\left. \begin{aligned} 1) \frac{dQ_x}{dz} - q_x = 0; & \quad 4) \frac{dM_x}{dz} - Q_y + m_x = 0; \\ 2) \frac{dQ_y}{dz} - q_y = 0; & \quad 5) \frac{dM_y}{dz} - Q_x - m_y = 0; \\ 3) \frac{dN}{dz} + q_z = 0; & \quad 6) \frac{dM_z}{dz} + m_z = 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.158)$$

Если из четвертого и пятого уравнений (1.158) найти  $Q_y$  и  $Q_x$  и подставить их в остальные уравнения, то получим уравнения равновесия в виде

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 M_y}{dz^2} - \frac{dm_y}{dz} - q_x = 0; \\ \frac{d^2 M_x}{dz^2} + \frac{dm_x}{dz} - q_y = 0; \\ \frac{dM_z}{dz} + m_z = 0; \\ \frac{dN}{dz} + q_z = 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.159)$$

Уравнения совместности деформаций и перемещений связывают между собой перемещения, углы поворота и деформации стержня:

$$\left. \begin{aligned} 1) \kappa_y = \frac{d^2 u_x}{dz^2}; & \quad 4) \alpha_y + \gamma_x = \frac{du_x}{dz}; \\ 2) \kappa_x = \frac{d^2 u_y}{dz^2}; & \quad 5) \alpha_x + \gamma_y = \frac{du_y}{dz}; \\ 3) \theta = \frac{d\alpha_z}{dz}; & \quad 6) \epsilon_z = \frac{du_z}{dz}. \end{aligned} \right\} \quad (1.160)$$

Если четвертое и пятое уравнения (1.160) подставить соответственно в первое и второе, то получим:

$$\left. \begin{aligned} \kappa_y = \frac{d\alpha_y}{dz} + \frac{d\gamma_x}{dz}; \\ \kappa_x = \frac{d\alpha_x}{dz} + \frac{d\gamma_y}{dz}; \\ \theta = \frac{d\alpha_z}{dz}; \quad \epsilon_x = \frac{du_z}{dz}. \end{aligned} \right\} \quad (1.161)$$

Закон Гука связывает внутренние усилия и деформации:

$$\left. \begin{aligned} 1) \kappa_x &= \frac{M_x}{EJ_x} + \frac{dQ_y}{dz} \frac{1}{GF_y}; & 4) \gamma_x &= \frac{Q_x}{GF_x}; \\ 2) \kappa_y &= \frac{M_y}{EJ_y} + \frac{dQ_x}{dz} \frac{1}{GF_x}; & 5) \gamma_y &= \frac{Q_y}{GF_y}; \\ 3) \theta &= \frac{M_z}{GJ_p}; & 6) \epsilon_x &= \frac{N}{EF}, \end{aligned} \right\} \quad (1.162)$$

где

$$F_x = \frac{J_y^2}{\int_F \frac{S_y^2}{b_x^2} dF}; \quad F_y = \frac{J_x^2}{\int_F \frac{S_x^2}{b_y^2} dF}; \quad (1.163)$$

$F_x$  ( $F_y$ ) — приведенные по сдвигу площади поперечного сечения стержня при сдвиге вдоль оси  $x$  ( $y$ ).

Подставив в уравнения равновесия (1.159) вместо усилий их выражения согласно (1.162) с учетом (1.158) через деформации

$$\begin{aligned} M_x &= EJ_x \left( \kappa_x - \frac{q_y}{GF_y} \right), \quad M_y = EJ_y \left( \kappa_y - \frac{q_x}{GF_x} \right), \\ M_z &= \theta GJ_p; \quad N = \epsilon_z EF, \end{aligned} \quad (1.164)$$

получим

$$\left. \begin{aligned} EJ_y \frac{d^2 \kappa_y}{dz^2} - \frac{dm_y}{dz} - q_x - \frac{EJ_y}{GF_x} \frac{d^2 q_x}{dz^2} &= 0; \\ EJ_x \frac{d^2 \kappa_x}{dz^2} + \frac{dm_x}{dz} - q_y - \frac{EJ_x}{GF_y} \frac{d^2 q_y}{dz^2} &= 0; \\ GJ_p \frac{d\theta}{dz} + m_z &= 0; \quad EF \frac{d\epsilon_z}{dz} + q_z = 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.165)$$

Если в уравнения (1.165) подставить вместо деформаций их выражения через перемещения согласно (1.160), то получим

$$\left. \begin{aligned} EJ_y \frac{d^4 u_x}{dz^4} - \frac{dm_y}{dz} - q_x - \frac{EJ_y}{GF_x} \frac{d^2 q_x}{dz^2} &= 0; \\ EJ_x \frac{d^4 u_y}{dz^4} + \frac{dm_x}{dz} - q_y - \frac{EJ_x}{GF_y} \frac{d^2 q_y}{dz^2} &= 0; \\ GJ_p \frac{d^2 \alpha_z}{dz^2} + m_z &= 0; \quad EF \frac{d^2 u_z}{dz^2} + q_z = 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.166)$$

Уравнения (1.166) по своей природе аналогичны уравнениям Ламе (1.67) в теории упругости.

Интегрируя (1.166), находим  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ,  $\alpha_z$ , далее из (1.160), дифференцируя найденные перемещения, получаем  $\kappa_x$ ,  $\kappa_y$ ,  $\theta$ ,  $\epsilon_z$ ; после этого из (1.164) определяем  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $N$ ; из четвертого и пятого уравнений (1.158) находим  $Q_y$ ,  $Q_x$ ; из четвертого и пятого уравнений (1.162) получаем  $\gamma_x$ ,  $\gamma_y$ ; из четвертого и пятого уравнений (1.160) находим  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$ .

Для того чтобы задача была решена, т. е. проинтегрирована система (1.166), необходимо иметь по шесть граничных условий на каждом из концов стержня; это могут быть либо усилия и моменты, либо перемещения и повороты, либо их комбинации.

### 1.7.2. СТЕРЖНЕВАЯ СИСТЕМА

Всякую стержневую систему можно представить состоящей из отдельных элементов стержней, соединяемых друг с другом по концам; места соединения стержней называют узлами.

В общем случае присоединение друг к другу стержней может осуществляться шестью связями.

Стержневая система называется статически неопределимой, если число неизвестных усилий и моментов в концевых сечениях всех стержней превышает число уравнений статики; разность между этими числами называется степенью статической неопределимости.

Для того чтобы полностью определить напряженно-деформированное состояние системы, достаточно найти для каждого из концевых сечений стержней либо усилия и моменты, либо перемещения и повороты. В общем случае целесообразно с целью минимизации числа отыскиваемых величин искать неизвестные усилия и моменты, а в других — неизвестные перемещения и повороты. Такой путь называется смешанным методом.

В определенных случаях минимизация числа неизвестных приводит к тому, что целесообразно искать усилия и моменты (перемещения и повороты); при этом смешанный метод вырождается в метод сил (перемещений).

### 1.7.3. ВАРИАЦИОННЫЕ ПРИНЦИПЫ И МЕТОДЫ

Принцип возможных изменений перемещений формулируется следующим образом: *если система находится в состоянии равновесия, то сумма возможных работ всех внешних и внутренних сил на всяком возможном бесконечно малом изменении перемещений равна нулю*. Математически этот принцип записывается в виде

$$\sum_{i=1}^t P_i \delta \Delta_i + (-\delta U) = 0, \quad (1.167)$$

где  $P_i$  — обобщенные внешние силы ( $i = 1, 2, \dots, t$ );  $\Delta_i$  — соответствующие им перемещения;  $\delta \Delta_i$  — возможная (кинематически допустимая) вариация перемещений;  $\delta U$  — вариация потенциальной энергии деформации системы, вызываемой возможной вариацией перемещений:

$$\delta U = \sum_{k=1}^h \int_{l_k} [M_x \delta \alpha_x + M_y \delta \alpha_y + M_z \delta \theta + Q_x \delta \gamma_x + Q_y \delta \gamma_y + N \delta \epsilon_z] dz, \quad (1.168)$$

где  $l_k$  — длина стержня ( $k = 1, 2, \dots, h$ ).

Полная энергия упругой системы  $W$  равна работе, совершаемой внутренними и внешними силами при переходе системы из деформированного в недеформированное состояние:

$$W = U - A. \quad (1.169)$$

При разгрузке внутренние силы совершают положительную работу, численно равную потенциальной энергии деформации  $U$ , а внешние силы — отрицательную работу  $-A$ .

Вариационный принцип Лагранжа формулируется следующим образом: *из всех возможных состояний равновесия системы, подвер-*



женной воздействию внешних сил, соответствует то, при котором полная энергия системы принимает стационарное значение, или

$$\delta W = \delta(U - A) = 0. \quad (1.170)$$

**П р и н ц и п Д и р и х л е.** Условие  $\delta W = 0$  свидетельствует о стационарности  $W$ . Устойчивое равновесие имеет место при

$$W = \min, \delta W = 0, \delta^2 W > 0;$$

неустойчивое равновесие при

$$W = \max, \delta W = 0, \delta^2 W < 0;$$

безразличное равновесие при

$$W = \text{const}, \delta W = 0, \delta^2 W = 0.$$

Приведенные условия составляют сущность принципа Дирихле, представляющего собой критерий устойчивости.

**Ф о р м у л а Л а г р а н ж а.** Если выразить  $U$  через обобщенные перемещения, то

$$\delta U = \sum_{j=1}^t \frac{\partial U}{\partial \Delta_j} \delta \Delta_j; \quad (1.171)$$

подставив (1.171) в (1.167), получим

$$\sum_{j=1}^t P_j \delta \Delta_j - \sum_{j=1}^t \frac{\partial U}{\partial \Delta_j} \delta \Delta_j = 0, \quad (1.172)$$

или

$$\sum_{j=1}^t \left( P_j - \frac{\partial U_j}{\partial \Delta_j} \right) \delta \Delta_j = 0, \quad (1.173)$$

откуда

$$P_j = \frac{\partial U_j}{\partial \Delta_j}. \quad (1.174)$$

*Частная производная от потенциальной энергии деформации по обобщенному перемещению равна соответствующей ему силе* — эта теорема была сформулирована Лагранжем.

**Принцип возможных изменений сил** формулируется так: *если соблюдена совместность деформаций системы, то сумма возможных работ, производимых возможными бесконечно малыми изменениями всех внешних и внутренних сил на действительных перемещениях системы (вызванных статически действующими силами), равна нулю.* Математически этот принцип записывается в виде

$$\sum_{j=1}^t \Delta_j \delta P_j - \delta U' = 0, \quad (1.175)$$

где

$$\delta U' = \sum_{s=1}^n \int_{t_s}^h [\alpha_x \delta M_x + \alpha_y \delta M_y + \theta \delta M_z + \gamma_x \delta Q_x + \gamma_y \delta Q_y + \varepsilon_z \delta N] dz. \quad (1.176)$$

Вариационный принцип Кастильяно формулируется так: из всех возможных изменений сил совместности деформаций соответствуют те, при которых  $U'$  принимает стационарное значение, т. е.

$$\delta U' = 0. \quad (1.177)$$

Если выразить  $U'$  через обобщенные силы, то вариацию  $U'$  можно представить как

$$\delta U' = \sum_{j=1}^t \frac{\partial U'}{\partial P_j} \delta P_j. \quad (1.178)$$

Подставив (1.178) в (1.175), после упрощения получим

$$\Delta_j = \frac{\partial U'}{\partial P_j}. \quad (1.179)$$

Частная производная от работы  $U'$  по обобщенной силе равна соответствующей этой силе обобщенному перемещению — эта теорема была сформулирована Кастильяно.

#### 1.7.4. МЕТОД ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

Уравнения метода перемещений выводятся из вариационного принципа Лагранжа (1.170). Неизвестные линейные смещения и повороты узлов  $u_i$  ( $i = 1, 2, \dots, m$ ) определим из условия стационарности  $W$ :

$$\frac{\partial W}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, m. \quad (1.180)$$

Поскольку

$$W = U - A = \frac{1}{2} \sum_{s=1}^h \int_{l_s} [EJ_x \kappa_x^2 + EJ_y \kappa_y^2 + GJ_p \theta^2 + GF_x \gamma_x^2 + GF_y \gamma_y^2 + EF e_z^2] dz - P \Delta_P, \quad (1.181)$$

где  $P$  — обобщенная внешняя сила;  $\Delta_P$  — обобщенное перемещение, соответствующее  $P$ , то

$$\frac{\partial W}{\partial u_i} = \sum_{s=1}^h \int_{l_s} \left[ EJ_x \kappa_x \frac{\partial \kappa_x}{\partial z_i} + EJ_y \kappa_y \frac{\partial \kappa_y}{\partial z_i} + GJ_p \theta \frac{\partial \theta}{\partial z_i} + GF_x \gamma_x \frac{\partial \gamma_x}{\partial z_i} + GF_y \gamma_y \frac{\partial \gamma_y}{\partial z_i} + EF e_z \frac{\partial e_z}{\partial z_i} \right] dz - P \frac{\partial \Delta_P}{\partial z_i} = 0. \quad (1.182)$$

Учитывая, что

$$\left. \begin{aligned} \kappa_x &= \kappa_{xP}^{(K)} + \sum_{j=1}^m \bar{\kappa}_{xj}^{(K)} u_j; & \gamma_x &= \gamma_{xP}^{(K)} + \sum_{j=1}^m \bar{\gamma}_{xj}^{(K)} u_j; \\ \kappa_y &= \kappa_{yP}^{(K)} + \sum_{j=1}^m \bar{\kappa}_{yj}^{(K)} u_j; & \gamma_y &= \gamma_{yP}^{(K)} + \sum_{j=1}^m \bar{\gamma}_{yj}^{(K)} u_j; \\ \theta &= \theta_P^{(K)} + \sum_{j=1}^m \bar{\theta}_j^{(K)} u_j; & e_z &= e_{zP}^{(K)} + \sum_{j=1}^m \bar{e}_{zj}^{(K)} u_j, \end{aligned} \right\} \quad (1.183)$$

где деформации  $\bar{\kappa}_{xj}^{(k)}$ ,  $\bar{\kappa}_{yj}^{(k)}$ ,  $\bar{\theta}_j^{(k)}$ ,  $\bar{\gamma}_{xj}^{(k)}$ ,  $\bar{\gamma}_{yj}^{(k)}$ ,  $\bar{\epsilon}_{zj}^{(k)}$  соответствуют обобщенному перемещению  $\bar{u}_j = 1$  ( $j = 1, 2, \dots, m$ ), а  $\kappa_{xP}^{(k)}$ ,  $\kappa_{yP}^{(k)}$ ,  $\theta_P^{(k)}$ ,  $\gamma_{xP}^{(k)}$ ,  $\gamma_{yP}^{(k)}$ ,  $\epsilon_{zP}^{(k)}$  соответствуют внешней нагрузке  $P$ , верхний индекс «к» указывает на кинематическую допустимость данной величины, получим

$$\begin{aligned} & \sum_{s=1}^h \int_{l_s} \left[ EJ_x \left( \kappa_{xP}^{(k)} + \sum_{j=1}^m \bar{\kappa}_{xj}^{(k)} z_j \right) + EJ_y \left( \kappa_{yP}^{(k)} + \sum_{j=1}^m \bar{\kappa}_{yj}^{(k)} z_j \right) + \right. \\ & \quad + GJ_p \left( \theta_P^{(k)} + \sum_{j=1}^m \bar{\theta}_j^{(k)} z_j \right) + GF_x \left( \gamma_{xP}^{(k)} + \sum_{j=1}^m \bar{\gamma}_{xj}^{(k)} z_j \right) + \\ & \quad + GF_y \left( \gamma_{yP}^{(k)} + \sum_{j=1}^m \bar{\gamma}_{yj}^{(k)} z_j \right) + EF \left( \epsilon_{zP}^{(k)} + \right. \\ & \quad \left. \left. + \sum_{j=1}^m \bar{\epsilon}_{zj}^{(k)} z_j \right) \right] dz - P \delta_{Pi}^{(k)} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, m. \end{aligned} \quad (1.184)$$

При этом  $\Delta_P$  выражается формулой, аналогичной (1.183):

$$\Delta_P = \Delta_{PP}^{(k)} + \sum_{j=1}^m \delta_{Pj}^{(k)} u_j. \quad (1.185)$$

Имея в виду (1.162) и произведя группировку членов, содержащих одинаковые  $u_i$  ( $i = 1, 2, \dots, m$ ), получим:

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1}^m z_j \sum_{s=1}^h \int_{l_s} \left[ \left( \frac{\bar{M}_{xi}^{(k)} \bar{M}_{xj}^{(k)}}{EJ_x} + \frac{M_{yi}^{(k)} \bar{M}_{yj}^{(k)}}{EJ_y} + \frac{\bar{M}_{zi}^{(k)} \bar{M}_{zj}^{(k)}}{GJ_p} + \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{\bar{Q}_{xi}^{(k)} \bar{Q}_{xj}^{(k)}}{GF_x} + \frac{\bar{Q}_{yi}^{(k)} \bar{Q}_{yj}^{(k)}}{GF_y} + \frac{\bar{N}_i^{(k)} \bar{N}_j^{(k)}}{EF} \right) \right] dz + \\ & \quad + \sum_{s=1}^h \int_{l_s} \left[ \frac{\bar{M}_{xi}^{(k)} M_{xP}^{(k)}}{EJ_x} + \frac{\bar{M}_{yi}^{(k)} M_{yP}^{(k)}}{EJ_y} + \frac{\bar{M}_{zi}^{(k)} M_{zP}^{(k)}}{GJ_p} + \frac{\bar{Q}_{xi}^{(k)} Q_{xP}^{(k)}}{GF_x} + \right. \\ & \quad \left. + \frac{\bar{Q}_{yi}^{(k)} Q_{yP}^{(k)}}{GF_y} + \frac{\bar{N}_i^{(k)} N_P^{(k)}}{EF} \right] dz - P \delta_{Pi}^{(k)} = 0, \\ & \quad i = 1, 2, \dots, m. \end{aligned} \quad (1.186)$$

Введя обозначения

$$r_{ij} = \sum_{s=1}^h \int_{l_s} \left( \frac{\bar{M}_{xi}^{(k)} \bar{M}_{xj}^{(k)}}{EJ_x} + \dots + \frac{\bar{N}_i^{(k)} \bar{N}_j^{(k)}}{EF} \right) dz \quad (i = 1, 2, \dots, m; j = 1, 2, \dots, m); \quad (1.187)$$

$$R_{iP} = \sum_{s=1}^h \int_{l_s} \left( \frac{\bar{M}_{xi}^{(k)} M_{xP}^{(k)}}{EJ_x} + \dots + \frac{\bar{N}_i^{(k)} N_P^{(k)}}{EF} \right) dz - P \delta_{Pi}^{(k)} \quad (i = 1, 2, \dots, m), \quad (1.188)$$





лимые. Некоторые примеры балок представлены на рис. 1.21. Расчетам балок посвящены [28, 43], таблицы для расчета однопролетных балок приведены в приложении 2, балок на упругом основании — в приложении 3.

Аркой называется кривой стержень, обращенный выпуклостью к нагрузке, имеющий по концам неподвижные опоры. Арки могут быть бесшарнирные, одно-, двух- и трехшарнирные (рис. 1.22). Расчеты арок представлены в [28].

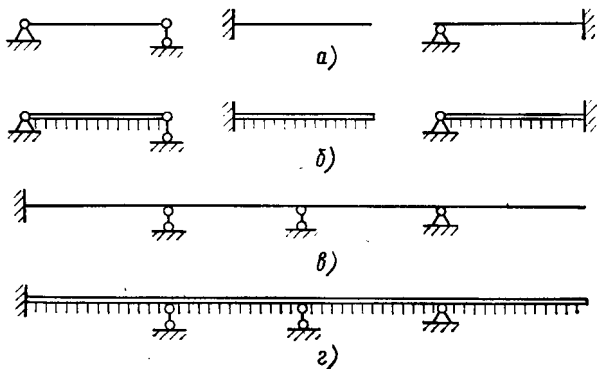


Рис. 1.21. Балки:

*a* — однопролетные; *б* — однопролетные на упругом основании; *в* — многопролетные; *г* — многопролетные на упругом основании

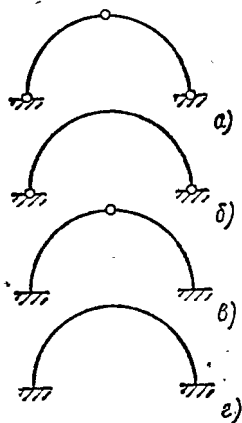


Рис. 1.22. Арки:

*a* — трехшарнирная; *б* — двухшарнирная; *в* — одношарнирная; *г* — бесшарнирная

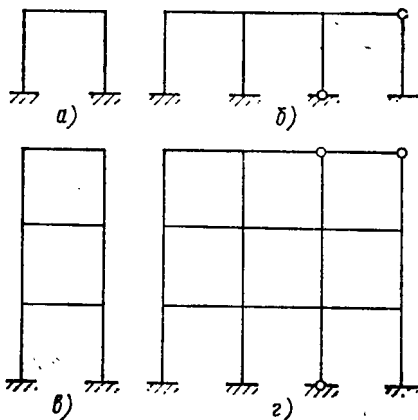


Рис. 1.23. Рамы:

*a* — простая; *б* — эстакада; *в* — многоэтажная; *г* — многопролетная многоэтажная

Рамой называется система стержней, соединенных в узлах. Обычно рамы состоят из горизонтальных ригелей (балок или пологих арок) и вертикальных стоек (колонн) и могут перекрывать один или несколько пролетов, иметь один или несколько этажей (рис. 1.23). Расчеты рам представлены в [28, 43], таблицы для расчета рам на упругом основании приведены в приложении 5.

Фермой называется стержневая система, остающаяся неизменяемой, если все стержни считать шарнирно соединенными в узлах. Расчетам ферм посвящена [43].

## 1.8. СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

### 1.8.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основным упрощающим приемом в сопротивлении материалов является приведение геометрической формы тела к схеме бруса (стержня) или к схеме оболоч-ки.

Под брусо м понимается тело, одно из измерений которого (длина) много больше двух других. Геометрически брус может быть образован путем перемещения плоской фигуры вдоль некоторой кривой, называемой осью б р у с а (рис. 1.24); плоская фигура, имеющая центр тяжести на оси и нормальная к ней, называется его поперечным сечением.

Под оболочкой понимает ся тело, одно из измерений которого (толщина) много меньше двух других.

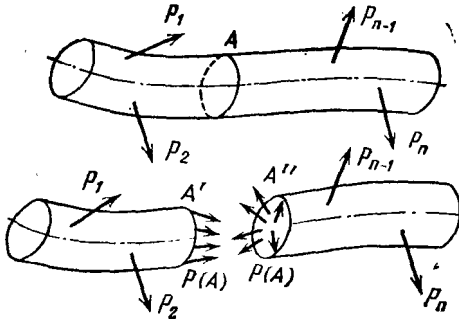


Рис. 1.24. Брус

Рассмотрим брус (рис. 1.24), к которому приложена самоуравновешенная система сил  $P_1, P_2, \dots, P_n$ . В сечении  $A$  возникнут внутренние силы, которые воспользовавшись правилами статки, приведем к главному вектору  $\mathbf{R}$  и главному моменту  $\mathbf{M}$ . Спроектировав  $\mathbf{R}$  и  $\mathbf{M}$  на оси  $x, y, z$ , получим шесть составляющих: три силы и три момента (рис. 1.20).

Составляющая сил по нормали к сечению  $N$  называется н о р м а л ь н о й или продольной силой в сечении. Силы  $Q_x$  и  $Q_y$  называются поперечными силами. Момент относительно нормальной оси  $M_z$  называют крутящим моментом, а моменты  $M_x$  и  $M_y$  — и з г и б а ю щ и м и моментами относительно осей  $x$  и  $y$ .

Если на каком-то участке бруса возникает только нормальная сила  $N$ , а остальные составляющие равны нулю, то на этом участке имеет место р а с т я ж е н и е или с ж а т и е в зависимости от направления  $N$ . Если возникает только момент  $M_z$ , то брус работает на к р у ч е н и е. Если в поперечных сечениях возникает только момент  $M_x$  (или  $M_y$ ), имеет место ч и с т ы й и з г и б в плоскости  $yz$  (или  $xz$ ). Обычно в поперечном сечении наряду с изгибающим моментом (например,  $M_x$ ) возникает и поперечная сила  $Q_y$ , такой случай называют п о п е р е ч н ы м и з г и б о м в плоскости  $yz$ . Возможны сочетания указанных случаев.

В с о п р о т и в л е н и и м а т е р и а л о в, помимо всех гипотез теории упругости, используются следующие три:

1) существует нейтральная ось такая, что каждый элемент бруса, лежащий на этой оси, только изгибается, но не удлиняется и не укорачивается;

2) плоские поперечные сечения бруса, нормальные к нейтральной оси до приложения нагрузки, остаются плоскими и нормальными к изогнутой нейтральной оси после приложения нагрузки (гипотеза Бернулли);

3) при поперечном изгибе полагается отсутствие нормальных напряжений в продольных сечениях бруса, т. е. напряжений «надавливания» между слоями.

Указанные гипотезы выполняются точно при чистом изгибе и не выполняются при наличии перерезывающей силы; однако для длинных и тонких брусьев (при  $h/l \ll 1/5$ , где  $h$  — размер поперечного сечения в плоскости изгиба,  $l$  —

длина бруса), а при вычислении нормальных напряжений  $n$  в толстых брусках можно пренебречь эффектом искривления поперечных сечений. Гипотезы 1 и 2 дают возможность вывести закон распределения нормальных напряжений в любом поперечном сечении бруса.

### 1.8.2. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ

При расчете возникает необходимость оперировать геометрическими характеристиками поперечного сечения, не зависящими от физических свойств материала.

Площадь поперечного сечения  $F$  определяется суммированием площадей элементов, составляющих данное сечение.

Статические моменты сечения  $S_x$  и  $S_y$  относительно осей координат  $x$ ,  $y$  (рис. 1.25) определяются следующими формулами:

$$S_x = \int_F y dF = y_C F, \quad S_y = \int_F x dF = x_C F, \quad (1.198)$$

где  $y_C$ ,  $x_C$  — координаты центра тяжести  $C$  рассматриваемого сечения.

Ось, относительно которой статический момент равен нулю, называется центральной. Точка пересечения центральных осей называется центром тяжести сечения.

При параллельном переносе осей статические моменты определяются по формулам

$$S_{x_1} = S_x + bF, \quad S_{y_1} = S_y + aF, \quad (1.199)$$

где  $a$  и  $b$  — координаты начала координат  $(x, y)$  в системе координат  $(x_1, y_1)$ .

Осевые моменты инерции сечения  $J_x$  и  $J_y$  и центробежный момент инерции  $J_{xy}$  относительно осей  $x$  и  $y$  определяются по формулам

$$J_x = \int_F y^2 dF, \quad J_y = \int_F x^2 dF, \quad J_{xy} = \int_F xy dF. \quad (1.200)$$

При параллельном переносе осей координат моменты инерции определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} J_{x_1} &= J_x + 2bS_x + b^2 F; \\ J_{y_1} &= J_y + 2aS_y + a^2 F; \\ J_{x_1 y_1} &= J_{xy} + bS_x + aS_y + abF. \end{aligned} \right\} \quad (1.201)$$

Если оси  $x$  и  $y$  — центральные, то  $S_x = S_y = 0$  и формулы упрощаются

$$J_{x_1} = J_x + b^2 F, \quad J_{y_1} = J_y + a^2 F, \quad J_{x_1 y_1} = J_{xy} + abF. \quad (1.201a)$$

Для всякой плоской фигуры существует по крайней мере одна пара взаимно перпендикулярных, проходящих через центр тяжести осей, относительно которых центробежный момент инерции равен нулю, при этом осевые моменты принимают экстремальные значения. Такие оси называются главными осями, а осевые моменты инерции — главными моментами инерции. Если главные оси являются и центральными, то они называются главными центральными осями.

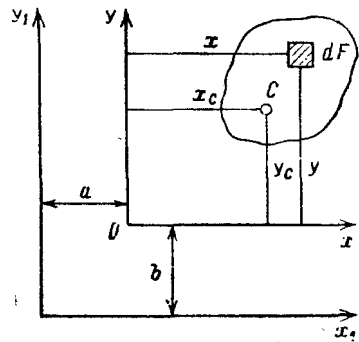
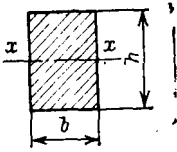
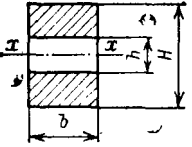
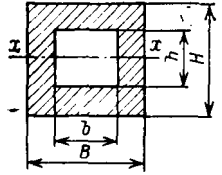
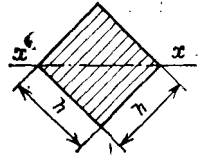


Рис. 1.25. К определению геометрических характеристик сечений



Таблица 1.2. Геометрические характеристики поперечных сечений

Форма сечения	Момент инерции $J_x$	Момент сопротивления $W_x$	Площадь сечения $F$	Радиус инерции $i_x$
	$\frac{b h^3}{12}$	$\frac{b h^2}{6}$	$b h$	$\frac{h}{2\sqrt{3}} = 0,289 h$
	$\frac{b (H^3 - h^3)}{12}$	$\frac{b (H^3 - h^3)}{6 H}$	$b (H - h)$	$\sqrt{\frac{H^3 - h^3}{12 (H - h)}}$
	$\frac{B H^3 - b h^3}{12}$	$\frac{B H^3 - b h^3}{6 H}$	$B H - b h$	$\sqrt{\frac{B H^3 - b h^3}{12 (B H - b h)}}$
	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6\sqrt{2}} = 0,1179 h^3$	$h^2$	$\frac{h}{2\sqrt{3}} = 0,289 h$

	$\frac{b h^3}{36}$	$\frac{b h^3}{24}$	$\frac{b h}{2}$	$\frac{h}{3 \sqrt{2}} = 0,236 h$
	$\frac{\pi D^4}{64} = 0,0491 D^4$	$\frac{\pi D^3}{32} = 0,0982 D^3$	$\frac{\pi D^2}{4}$	$0,25 D$
	$\frac{\pi (D^4 - d^4)}{64}$	$\frac{\pi (D^3 - d^3)}{32 D}$	$\frac{\pi (D^2 - d^2)}{4}$	$\frac{1}{4} \sqrt{D^2 + d^2}$
	$\frac{B H^3 - b h^3}{12}$	$\frac{B H^3 - b h^3}{6 H}$	$B H - b h$	$\sqrt{\frac{B H^3 - b h^3}{12 (B H - b h)}}$
	$\frac{1}{3} (B e_1^3 - b h^3 + a e_2^3)$ $e_1 = \frac{1}{2} \frac{a H^2 + b d^2}{a H + b d}$ $e_2 = H - e_1$	$\frac{J_x}{e_1} \text{ или } \frac{J_x}{e_2}$	$B H - b (H - d)$	$-$

Главные моменты инерции определяются по формуле

$$J_{\max, \min} = \frac{1}{2} [J_x + J_y \pm \sqrt{(J_x - J_y)^2 + 4J_{xy}^2}], \quad (1.202)$$

направления главных осей по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{J_{xy}}{J_y - J_{\max, \min}}. \quad (1.203)$$

Полярный момент инерции относительно точки (полюса) определяется по формуле

$$J_p = \int_F r^2 dF, \quad (1.204)$$

где  $r$  — расстояние от точки (полюса) до элементарной площадки  $dF$ .

Отношение момента инерции к расстоянию от оси до наиболее удаленной точки сечения называется моментом сопротивления сечения, т. е.

$$W_x = J_x / y_{\max}. \quad (1.205)$$

Радиусы инерции сечения относительно осей  $x$  и  $y$  вычисляются по формулам

$$i_x = \sqrt{J_x / F}, \quad i_y = \sqrt{J_y / F}. \quad (1.206)$$

Моменты инерции, моменты сопротивления, площади и радиусы инерции некоторых плоских сечений приведены в табл. 1.2.

### 1.8.3. РАСТЯЖЕНИЕ И СЖАТИЕ

Центральное растяжение или сжатие имеет место тогда, когда на свободные концы стержня действуют силы, направленные по оси стержня. Нормальные напряжения  $\sigma$  распределяются по поперечному сечению стержня равномерно

$$\sigma = \pm N / F, \quad (1.207)$$

где знак «+» соответствует сжатию, «-» — растяжению;  $F$  — площадь поперечного сечения стержня.

Относительная линейная деформация стержня

$$\varepsilon = \pm \Delta l / l, \quad (1.208)$$

где  $\Delta l$  — абсолютная деформация;  $l$  — начальная длина стержня. Относительная деформация в поперечном направлении

$$\varepsilon' = \mp \mu \varepsilon. \quad (1.209)$$

Величины  $\sigma$  и  $\varepsilon$  связаны между собой в пределах упругости материала законом Гука

$$\sigma = \pm E \varepsilon, \quad (1.210)$$

абсолютная деформация и сила связаны при этом

$$\Delta l = Nl / EF. \quad (1.210a)$$

## 1.8.4. ИЗГИБ

При чистом изгибе, вызываемом действием пары сил, расположенных в главной плоскости сечения стержня, т. е. в плоскости, проходящей через одну из главных осей сечения (рис. 1.26, а), относительная линейная деформация  $\varepsilon$  выражается зависимостью

$$\varepsilon = y/\rho, \quad (1.211)$$

где  $y$  — ордината рассматриваемой элементарной площадки сечения от нейтральной оси;  $\rho$  — радиус кривизны изогнутой оси стержня.

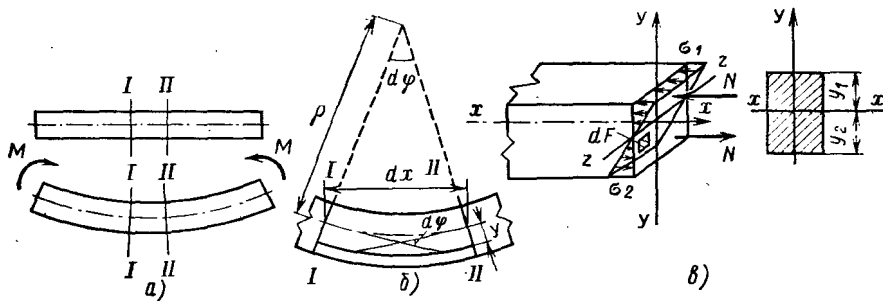


Рис. 1.26. Чистый изгиб

По закону Гука

$$\sigma = E\varepsilon = Ey/\rho. \quad (1.212)$$

Изгибающий момент  $M$ , т. е. момент сил, расположенных с одной стороны сечения, относительно нейтральной оси равен с учетом (1.200)

$$M = \int_F y \sigma dF = \frac{E}{\rho} \int_F y^2 dF = \frac{1}{\rho} EJ_x. \quad (1.213)$$

Угол взаимного поворота сечений при изгибе (рис. 1.26, б) равен

$$d\varphi = \frac{dx}{\rho} = \frac{M}{EJ_x} dx. \quad (1.214)$$

Известно, что

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y/dx^2}{[1 + (dy/dx)^2]^{3/2}}; \quad (1.215)$$

пренебрегая квадратом  $dy/dx$  с учетом (1.213), получим дифференциальное уравнение упругой линии

$$d^2 y/dx^2 = M/EJ_x. \quad (1.216)$$

Принтегрировав дифференциальное уравнение (1.216), получим прогибы; взяв первую производную от прогиба, получим угол наклона.

Подставляя (1.213) в (1.212), получаем зависимость для нормальных напряжений при чистом изгибе (рис. 1.26, в)

$$\sigma = M_x y / J_x. \quad (1.217)$$

Нормальные напряжения в крайних точках сечения равны

$$\sigma_1 = M_x y_1 / J_x, \quad \sigma_2 = M_x y_2 / J_x. \quad (1.218)$$

или с учетом (1.205)

$$\sigma_1 = M_x / W_1, \quad \sigma_2 = M_x / W_2. \quad (1.219)$$

Если, помимо изгибающей пары сил, к стержню приложены силы, перпендикулярные к оси, то в поперечном сечении (рис. 1.27) возникают, кроме нормальных, касательные напряжения

$$\tau = Q_y S_x(y) / J_x b, \quad (1.220)$$

где  $S_x(y)$  — статический момент части поперечного сечения относительно нейтральной оси.

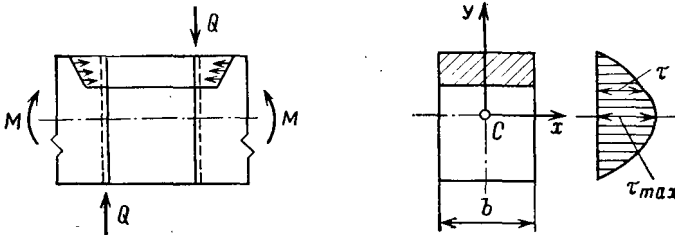


Рис. 1.27. Поперечный изгиб

Между нагрузкой, поперечными силами и изгибающими моментами для прямого стержня имеют место дифференциальные зависимости:

$$Q = dM/dx, \quad q = dQ/dx, \quad (1.221)$$

где  $q$  — интенсивность нагрузки.

### 1.8.5. ОПОРНЫЕ РЕАКЦИИ И ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК

Неразрезная балка является системой статически неопределимой. Для расчета балку превращают в статически определимую постановкой шарниров на опорах, принимая все опоры, кроме одной, подвижными вдоль оси балки (рис. 1.28). Чтобы такая балка работала как заданная, необходимо приложить моменты  $M_0, M_1, \dots$

В случае неразрезной балки на жестких опорах каждые три последовательно взятые опорные моменты  $M_{n-1}, M_n, M_{n+1}$  неразрезной балки связаны уравнением трех моментов, полученным из условия отсутствия взаимного поворота в шарнире, сопрягающем два соседних пролета. Если жесткость  $EJ$  постоянна по всей длине балки, это уравнение имеет вид

$$M_{n-1} l_n + 2M_n (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} l_{n+1} = -6 \left( \frac{\Omega_n a_n}{l_n} + \frac{\Omega_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1}} \right), \quad (1.222)$$

где  $M_{n-1}, M_n, M_{n+1}$  — опорные моменты (рис. 1.29);  $l_n, l_{n+1}$  — длины сопрягающихся пролетов;  $\frac{\Omega_n a_n}{l_n}, \frac{\Omega_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1}}$  — фиктивные опорные реакции  $n$ -й опоры от моментной площадки  $\Omega_n$  и  $\Omega_{n+1}$  в  $n$ -м и  $(n+1)$ -м пролетах, полученных от внешней нагрузки, как для свободно опертых балок (рис. 1.29).

Число уравнений трех моментов (1.222) для неразрезной балки равно числу промежуточных опор. Если крайняя опора заделана, то уравнение трех моментов составляется при помощи введения дополнительного крайнего пролета величиной, равной нулю.

В случае неразрезной балки на упругих опорах, когда осадки опор пропорциональны величинам опорных реакций, каждые пять последовательно взятых опорных моменты связаны уравнением (1.223). Если жесткость  $EJ$  постоянна по всей длине балки, это уравнение имеет вид

$$M_{n-1} l_n + 2M_n (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} l_{n+1} = -6 \left( \frac{\Omega_n a_n}{l_n} + \frac{\Omega_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1}} \right) + 6EJ (\varphi_n - \varphi_{n+1}), \quad (1.223)$$

где  $\varphi_n$  и  $\varphi_{n+1}$  — углы поворота  $n$ -го и  $(n + 1)$ -го пролетов, которые выражаются через осадки  $h$  следующим образом:

$$\varphi_n = \frac{h_n - h_{n-1}}{l_n}, \quad \varphi_{n+1} = \frac{h_{n+1} - h_n}{l_{n+1}}. \quad (1.224)$$

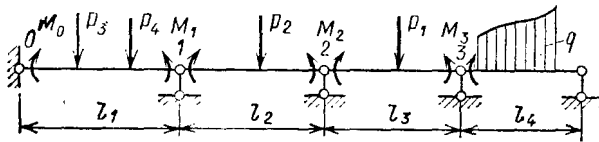


Рис. 1.28. К расчету неразрезной балки

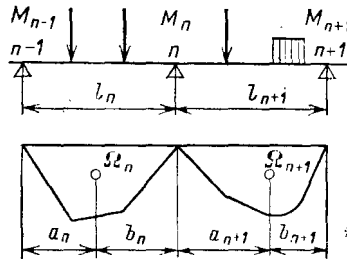


Рис. 1.29. Схема к уравнению трех моментов

Осадки выражаются через усилия в балке

$$h_n = \frac{1}{D} \left( B_n + A_{n+1} + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_{n+1}} - \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n} \right), \quad (1.225)$$

где  $D$  — усилие, Н/м (кгс/см, тс/м), вызывающее осадку опоры, равную единице длины (т. е. коэффициент постели);  $B_n$  — опорная реакция на опоре  $n$ -го пролета  $l_n$ , рассматриваемого как простая балка;  $A_{n+1}$  — опорная реакция на опоре  $(n + 1)$ -го пролета  $l_{n+1}$ , рассматриваемого как простая балка.

Выражения (1.223) и (1.224) могут служить также для расчета балки с заданными осадками. Тогда смещение опор  $h$  является заданным и уравнение (1.223) принимает вид уравнения трех моментов.

### 1.8.6. ПРОДОЛЬНЫЙ ИЗГИБ

При расчете сжатых стержней, длина которых велика в сравнении с размерами их поперечных сечений, учитывается возможность потери устойчивости вследствие продольного изгиба.

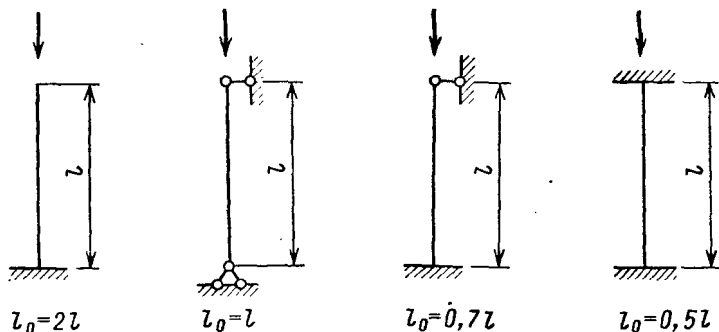


Рис. 1.30. Продольный изгиб. Расчетные длины стержней

Критическое напряжение, при котором происходит разрушение из-за потери устойчивости, может быть определено по формуле Эйлера:

$$\sigma_{кр} = E\pi^2 / \lambda^2, \quad (1.226)$$

где  $\lambda = l_0/i$  — гибкость;  $i$  — радиус инерции;  $l_0$  — расчетная длина стержня, определяемая согласно схемам на рис. 1.30.

### 1.8.7. СДВИГ И КРУЧЕНИЕ

Деформация сдвига измеряется углом  $\gamma$  (рис. 1.31); в силу малости  $\gamma$  можно считать  $\gamma = \operatorname{tg} \gamma$ . Касательные напряжения при сдвиге равны

$$\tau = G\gamma = \frac{E}{2(1+\mu)} \gamma. \quad (1.227)$$

Кручение стержня происходит под действием пары сил, действующей в плоскости, перпендикулярной его оси (рис. 1.32). Для круглого сечения ось стержня остается плоской и радиусы не искривляются. Поперечные сечения стержня по-

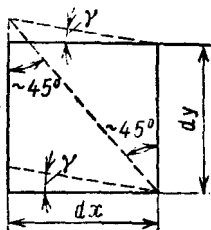


Рис. 1.31. Сдвиг

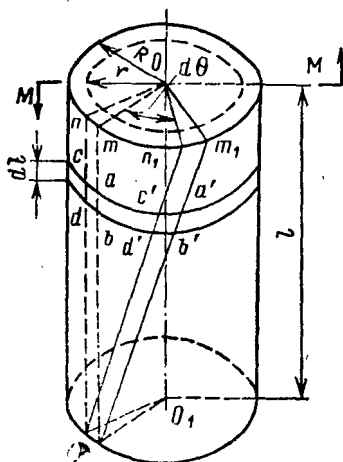


Рис. 1.32. Кручение

ворачиваются около своих центров в углы, тем большие, чем дальше отстоит сечение от закрепленного конца. В любом поперечном сечении будут действовать только касательные напряжения.

Стержни круглого сечения. Относительная деформация при кручении — угол закручивания на единицу длины  $\theta$  и для всего стержня  $\theta_{max}$

$$\theta = \frac{M_z}{GJ_p}, \quad \theta_{max} = \frac{M_z}{GJ_p} l, \quad (1.228)$$

где  $M_z$  — крутящий момент от внешних сил;  $J_p$  — полярный момент инерции;  $G$  — модуль сдвига;  $l$  — длина стержня.

Касательное напряжение кручения связано с  $\theta$  зависимостью

$$\tau = G\theta r = \frac{M_z}{J_p} r, \quad \tau_{max} = G\theta R = \frac{2M_z}{\pi R^3}. \quad (1.229)$$

Стержни прямоугольного сечения. Наибольшие касательные напряжения и угол закручивания определяются по формулам:

$$\tau_{max} = \frac{M_z}{\alpha hb^2}; \quad \theta = \frac{M_z}{\beta hb^3 G}, \quad (1.230)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  — коэффициенты, зависящие от  $h/b$  ( $h$  — большая сторона), значения которых приведены в табл. 1.3. (В [55] приведены формулы для других сечений.)

### 1.8.8. СЛОЖНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ

При решении практических задач наибольший интерес представляют следующие виды сложного сопротивления:

а) сложный или кривой изгиб, возникающий при одновременном действии двух изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$  в главных плоскостях (рис. 1.33);

б) изгиб с растяжением или сжатием, когда сила в сечении приводится к нормальной силе  $N$  и одному или двум изгибающим моментам  $M_x$  и  $M_y$  (рис. 1.34);

в) изгиб с кручением — при наличии в сечении изгибающих  $M_x$  и  $M_y$  и крутящего момента  $M_z$  (рис. 1.35).

Сложный или кривой изгиб. Для определения моментов  $M_x$  и  $M_y$  и поперечных сил  $Q_x$  и  $Q_y$  следует предварительно разложить нагрузку на направления  $x$  и  $y$  (рис. 1.33). Тогда экстремальные значения нормальных напряжений определяются по формулам:

$$\sigma_{min, max} = \mp \frac{M_x}{W_x} \mp \frac{M_y}{W_y}. \quad (1.231)$$

Составляющие касательных напряжений вдоль главных осей от поперечных сил  $Q_x$  и  $Q_y$  определяются по формулам, аналогичным (1.220):

$$\tau_x = \frac{Q_x S_y(x)}{J_y b_y}, \quad \tau_y = \frac{Q_y S_x(y)}{J_x b_x}; \quad (1.232)$$

главные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_{1,2} = \pm \sqrt{\sigma^2 + \tau_x^2 + \tau_y^2}. \quad (1.233)$$

Изгиб с растяжением или сжатием. При совместном действии изгиба с растяжением (сжатием) нормальное напряжение определяется по формуле (рис. 1.34)

$$\sigma = \frac{M_y}{J_y} x + \frac{M_x}{J_x} y \mp \frac{N}{F}. \quad (1.234)$$



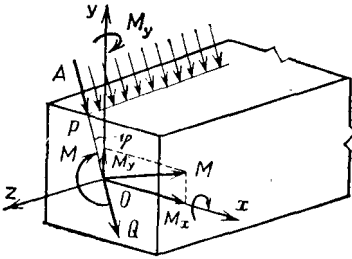


Рис. 1.33. Косой изгиб

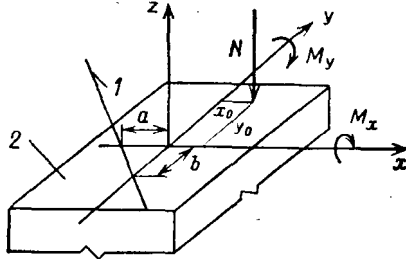


Рис. 1.34. Изгиб со сжатием:  
1 — линия нулевых нормальных напряжений; 2 — поперечное сечение

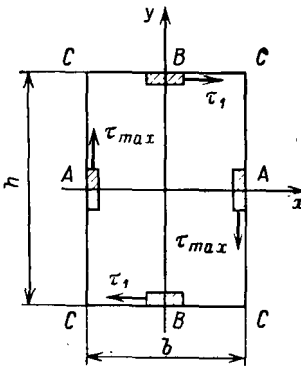


Рис. 1.35. Изгиб с кручением. Поперечное сечение стержня

В частном случае внецентренного растяжения (сжатия) ( $M_x = Ny_0$  и  $M_y = Nx_0$ ) нормальное напряжение определится по формуле

$$\sigma = N \left( \frac{y_0 x}{J_y} + \frac{x_0 y}{J_x} \mp \frac{1}{F} \right). \tag{1.234a}$$

При внецентренном сжатии существует определенная область сечения, называемая ядром сечения, при приложении  $N$  внутри которой нормальные напряжения во всем сечении — сжимающие; для определения контура ядра необходимо (1.234) приравнять нулю.

Экстремальные значения нормальных напряжений при изгибе со сжатием определяются по формулам:

$$\sigma_{min, max} = \mp \frac{M_y}{W_y} \mp \frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{F}. \tag{1.235}$$

**Изгиб с кручением.** Изгибающий момент  $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$  в каждом элементе сечения вызывает нормальное напряжение  $\sigma$ , крутящий момент  $M_z$  — касательное напряжение  $\tau$ .

Опасным будет то сечение, в котором изгибающий и крутящий моменты достигают наибольшей величины. Если при этом окажется, что сечения с  $M_{max}$  и  $M_{z max}$  не совпадают, то проверку напряжений следует проводить в двух, а иногда и нескольких сечениях.

В опасных сечениях определяются главные и наибольшие касательные напряжения.

Для стержней круглого сечения

$$\sigma_{min, max} = \frac{1}{2W} (M \mp \sqrt{M^2 + M_z^2}). \quad (1.236)$$

Для стержней прямоугольного сечения суммарные касательные напряжения при кручении и изгибе (рис. 1.35) в точках *A* и *B* определяются по формулам:

$$\tau_A = \frac{M_z}{\alpha hb^2} \pm \frac{3Q_y}{2hb}, \quad \tau_B = \frac{M_z}{\alpha_1 hb^2} \pm \frac{3Q_x}{2hb}, \quad (1.237)$$

где коэффициенты  $\alpha$  и  $\alpha_1$  берутся из табл. 1.3.

Таблица 1.3

Коэффициент	Отношение $h/b$										
	1,0	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10	> 10
$\alpha$	0,208	0,231	0,239	0,246	0,258	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333
$\beta$	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333
$\alpha_1$	0,208	0,270	—	0,309	—	0,354	0,379	0,402	—	—	0,448

Главные и наибольшие касательные напряжения определяются по формулам: в точках *A*

$$\sigma_{min, max} = \mp \frac{M_y}{2W_y} \mp \sqrt{\left(\frac{M_y}{2W_y}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{\alpha hb^2}\right)^2}, \quad (1.238)$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{M_y}{2W_y}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{\alpha hb^2}\right)^2}; \quad (1.239)$$

в точках *B*

$$\sigma_{min, max} = \mp \frac{M_x}{2W_x} \mp \sqrt{\left(\frac{M_x}{2W_x}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{\alpha_1 hb^2}\right)^2}; \quad (1.240)$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{M_x}{2W_x}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{\alpha_1 hb^2}\right)^2}. \quad (1.241)$$

## 1.9. ОСНОВЫ ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ

### 1.9.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Динамические нагрузки представляют собой силы, величина, направление или точка приложения которых изменяются во времени. Динамические нагрузки во времени могут изменяться по случайному (сейсмические, ветровые) и гармоническому (нагрузки от гидромеханического оборудования, механизмов и т. д.) законам.

В соответствии со СНиП II-7-81 расчет сооружений на динамические нагрузки распадается на две части: первая — определение динамических нагрузок, вторая — определение деформаций и напряжений от этих нагрузок, а также устойчивости сооружений. Обе части расчета представляют собой сложные задачи,

решение которых стало быстро развиваться в связи с внедрением в практику проектирования мощных ЭВМ. Разрабатываются методы расчета прочности и устойчивости сооружений при динамических нагрузках, основанные на механике сплошных сред [23]. Решающим при этом является выбор математической модели основания и сооружения.

### 1.9.2. ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ КОЛЕБАНИЙ

Гармоническим колебанием называется движение, уравнение которого имеет вид

$$x = a \sin(\omega t + \varphi_0), \quad (1.242)$$

где  $x$  — перемещение;  $a$  — амплитуда колебаний;  $\omega$  — круговая частота колебаний;  $\varphi_0$  — начальная фаза.

Соотношение между периодом колебаний  $T$  и круговой частотой  $\omega = 2\pi/T$ . Частота колебаний  $\lambda = \omega/2\pi = 1/T$  при  $T$  в секундах выражается в герцах (Гц). Удвоенная амплитуда называется размахом колебаний.

Скорость  $v$  и ускорение  $w$  при гармонических колебаниях определяются по формулам:

$$v = dx/dt = a\omega \cos(\omega t + \varphi_0); \quad (1.243)$$

$$w = dv/dt = -a\omega^2 \sin(\omega t + \varphi_0). \quad (1.244)$$

Негармонические периодические колебания, описываемые функцией вида  $x(t) = f(nT + t)$ , можно представить в виде тригонометрического ряда как сумму простых гармонических колебаний. Разложение негармонических колебаний на гармонические составляющие (гармоники) называют гармоническим анализом.

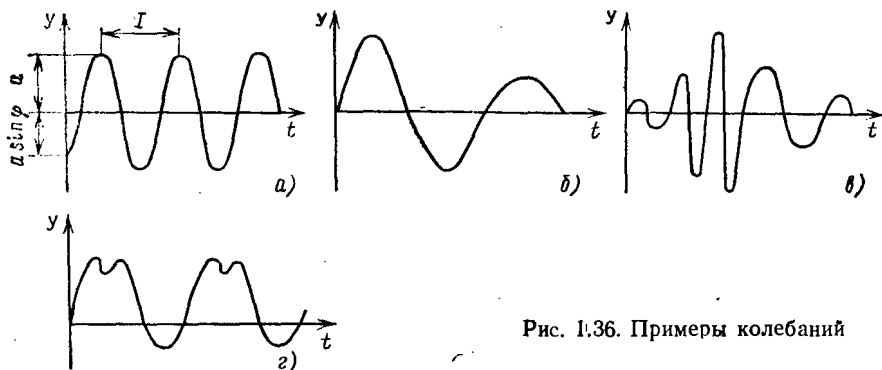


Рис. 1.36. Примеры колебаний

На рис. 1.36 показаны следующие виды колебаний: гармонические (рис. 1.36, а), затухающие с постоянной частотой (рис. 1.36, б), колебания с переменной частотой и амплитудой (рис. 1.36, в), негармонические (рис. 1.36, г).

Силы, действующие в колебательных процессах, образуют следующие категории.

**Возмущающие силы** — внешние силы типа  $P = P(t)$ , являющиеся некоторыми заданными функциями времени и вызывающие вынужденные колебания.

**Силы сопротивления** — силы, зависящие от перемещения (восстанавливающие силы) и от скорости колебания (силы трения, направленные всегда противоположно направлению движения). Восстанавливающие силы  $F = F(x)$  зависят линейно или нелинейно от перемещений  $x$  и не только влияют

на движение, но и сами управляются этим движением. Силы трения  $R = R(v)$  чаще всего способствуют гашению колебаний; соответствующие механические системы называют диссипативными. При действии только сил сопротивления система совершает свободные колебания.

Число степеней свободы колебательной системы называют числом независимых величин (обобщенных координат), однозначно определяющих положение всех материальных точек системы в любой момент времени. Хотя для реальных сооружений это число всегда бесконечно велико, в ряде случаев практически достаточен учет конечного числа существенных степеней свободы.

Наиболее простой является схематизация механической системы в виде системы с одной степенью свободы, на примере которой рассмотрим основные элементы теории колебаний.

Уравнение свободных колебаний при отсутствии сил сопротивления записывается в виде

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + cx = 0, \quad (1.245)$$

где  $m$  — масса;  $c$  — коэффициент жесткости.

Решение дифференциального уравнения (1.245) в виде (1.242) описывает гармонические колебания с амплитудой  $a$ , круговой частотой  $\omega$  и начальной фазой  $\varphi_0$ , определяемыми по формулам:

$$a = \sqrt{x_0^2 + \frac{v_0^2}{\omega^2}}, \quad \omega = \sqrt{\frac{c}{m}}, \quad \varphi_0 = \arctg \frac{\omega^2 x_0}{v_0}, \quad (1.246)$$

где  $x_0$  — начальное смещение;  $v_0$  — начальная скорость.

Круговая частота  $\omega$  определяется инерционными и массовыми свойствами системы и называется собственной частотой колебаний.

Уравнение свободных колебаний при наличии сил сопротивления  $R = \beta v$  записывается в виде

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + 2n \frac{dx}{dt} + \omega^2 x = 0, \quad \omega = \sqrt{\frac{c}{m}}, \quad 2n = \frac{\beta}{m}. \quad (1.247)$$

Обычно  $\omega^2 \gg n^2$ , в этом случае точка совершает затухающие колебания по закону

$$\left. \begin{aligned} x &= A_0 e^{-nt} \sin(\omega_1 t + \varphi_0); \quad \omega_1 = \sqrt{\omega^2 - n^2} \approx \omega; \\ A_0 &= \sqrt{x_0^2 + \frac{(v_0 + nx_0)^2}{\omega_1^2}}; \quad \varphi_0 = \arctg \frac{x_0 \omega_1}{v_0 + nx_0} \end{aligned} \right\} \quad (1.248)$$

Логарифмический декремент затухания  $\delta = nT = \ln \frac{a_i}{a_{i+1}}$  характеризует темп затухания.

Уравнение вынужденных колебаний при действии внешней гармонической силы  $P \sin pt$  и при отсутствии сил сопротивления записывается в виде

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + cx = P \sin pt, \quad (1.249)$$

где  $p$  — круговая частота внешней силы; движение при нулевых начальных условиях описывается зависимостью

$$x = \frac{x_{ст}}{1 - \frac{p^2}{\omega^2}} \left( \sin pt - \frac{p}{\omega} \sin \omega t \right), \quad (1.250)$$

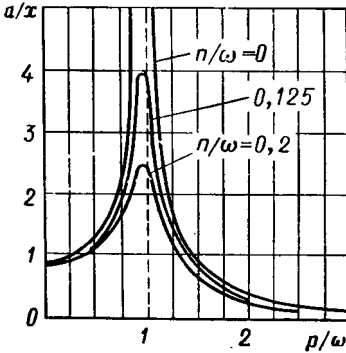


Рис. 1.37. Резонансные кривые

Уравнение вынужденных колебаний ( $P \sin pt$ ) при наличии сил сопротивления ( $R = \beta v$ ) записывается в виде

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + 2n \frac{dx}{dt} + \omega^2 x = \frac{P}{m} \sin pt \quad (1.253)$$

и имеет решение

$$x = A_0 e^{-nt} \sin(\omega_1 t + \varphi_0) + \mu x_{ст} \sin(pt - \varepsilon), \quad (1.254)$$

где

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{p^2}{\omega^2}\right)^2 + \frac{4p^2 n^2}{\omega^2}}}; \quad (1.255)$$

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} \frac{2np}{\omega^2 - p^2}, \quad (1.256)$$

сдвиг фаз  $\varepsilon$  характеризует отставание фазы перемещения от фазы возмущающей силы.

При резонансе

$$\mu_{рез} = \omega/2n, \quad \varepsilon_{рез} = \pi/2. \quad (1.257)$$

На рис. 1.37 изображены резонансные кривые, ординаты которых равны  $a/x_{ст}$ , а абсциссы —  $p/\omega$  (отношению частот вынужденных и собственных колебаний). При  $p = \omega$  ордината резонансной кривой при  $n/\omega = 0$  равна бесконечности.

Наиболее общей формой дифференциальных уравнений движения при свободных колебаниях системы с  $n$  степенями свободы являются уравнения Лагранжа

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{q}'_k} \right) - \frac{\partial T}{\partial q'_k} = Q_k, \quad k=1, 2, \dots, n, \quad (1.258)$$

где  $t$  — время;  $q_k$  — обобщенные координаты;  $n$  — число степеней свободы;  $T$  — кинетическая энергия системы;  $Q_k$  — обобщенные силы.

где  $x_{ст} = P/c$  — перемещение, вызываемое статически действующей силой  $P$ . Амплитуда вынужденных колебаний определяется по формуле

$$a = \frac{x_{ст}}{\left| 1 - \frac{p^2}{\omega^2} \right|} = \mu x_{ст}, \quad (1.251)$$

где  $\mu$  — коэффициент динамичности.

При  $p = \omega$  (резонанс) решение имеет вид

$$x = -\frac{1}{2} x_{ст} pt \cos pt. \quad (1.252)$$

В этом случае происходит раскочка колебаний, причем амплитуда растет по линейному закону.

Кинетическая энергия является квадратичной функцией обобщенных скоростей

$$T = \frac{1}{2} \sum_{i, k=1}^n a_{ik} q'_k q'_i, \quad i, k=1, 2, \dots, n, \quad (1.259)$$

где  $a_{ik} = a_{ki}$  называют инерционными коэффициентами. В задачах о свободных колебаниях упругих систем без демпфирования обобщенные силы  $Q_k$  выражаются через потенциальную энергию  $U$  системы

$$Q_k = -\frac{\partial U}{\partial q_k}, \quad k=1, 2, \dots, n, \quad (1.260)$$

причем потенциальная энергия системы

$$U = \frac{1}{2} \sum_{i, k=1}^n c_{ik} q_i q_k, \quad i, k=1, 2, \dots, n \quad (1.261)$$

является квадратичной функцией обобщенных координат. Числа  $c_{ik} = c_{ki}$  называют упругими коэффициентами.

Дифференциальное уравнение (1.258) имеет частные решения:

$$\left. \begin{aligned} q_1^* &= A_{1k} \sin(\omega_k t + \varphi_k); \\ q_2^* &= A_{2k} \sin(\omega_k t + \varphi_k); \\ &\dots \dots \dots \\ q_n^* &= A_{nk} \sin(\omega_k t + \varphi_k), \end{aligned} \right\} \quad (1.262)$$

описывающие гармонические колебания с частотой  $\omega_k$ . Для определения  $\omega_k$  служит уравнение частот

$$\begin{vmatrix} a_{11} \omega^2 - c_{11} & a_{12} \omega^2 - c_{12} & \dots & a_{1n} \omega^2 - c_{1n} \\ a_{21} \omega^2 - c_{21} & a_{22} \omega^2 - c_{22} & \dots & a_{2n} \omega^2 - c_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} \omega^2 - c_{n1} & a_{n2} \omega^2 - c_{n2} & \dots & a_{nn} \omega^2 - c_{nn} \end{vmatrix} = 0. \quad (1.263)$$

Все корни  $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$  частотного уравнения вещественны и неотрицательны. Каждому значению  $\omega_k^2$  соответствует система соотношений между амплитудами

$$\frac{A_{2k}}{A_{1k}}, \frac{A_{3k}}{A_{1k}}, \dots, \frac{A_{nk}}{A_{1k}}, \quad (1.264)$$

определяющую собственную форму колебаний. Эти соотношения получают из дифференциальных уравнений движения, если в них подставить частные решения (1.262).

При вынужденных колебаниях, когда заданы возмущающие силы

$$P_1 = P_{01} \sin pt, \quad P_2 = P_{02} \sin pt, \dots, \quad P_n = P_{0n} \sin pt, \quad (1.265)$$

решением уравнений движения служит сумма

$$q_i = \frac{\sum_{k=1}^n P_{0k} a_{ki}}{\omega_i^2 - p^2} \sin pt. \quad (1.266)$$

При необходимости в решении учитываются силы сопротивления [22, 28, 51].

### 1.9.3. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Сейсмические воздействия на сооружения определяются колебаниями основания при землетрясениях и колебаниями самих сооружений, взаимодействующих с основанием. Сейсмические движения основания имеют сложный волновой характер. Задачи о сейсмических воздействиях на сооружения и оценка прочности и устойчивости сооружений при землетрясениях наиболее строго могут быть решены методами волновой механики. Эти методы применительно к сейсмостойкости гидротехнических сооружений только разрабатываются.

Для инженерных расчетов сейсмостойкости бетонных сооружений более доступны в настоящее время методы строительной механики, принимающие, что главные составляющие движений оснований, вызывающие максимальные сейсмические нагрузки на сооружения, являются поступательными горизонтальными. В необходимых случаях учитываются вертикальные составляющие сейсмических движений основания. Эти допущения основаны на том, что в большинстве случаев наиболее опасные сейсмические колебания основания имеют длины волн, превышающие плановые размеры сооружений.

Основными количественными характеристиками колебаний основания, используемыми для расчета сейсмических нагрузок на бетонные сооружения, являются ускорения и периоды колебаний. Такую информацию дают акселерограммы землетрясений. Получение реальных акселерограмм землетрясений для площадок сооружений практически неосуществимо, поэтому при проектировании используются типичные акселерограммы, полученные в районах с аналогичными сеймотектоническими характеристиками.

В соответствии с линейно-спектральной теорией сейсмостойкости расчет сооружений распадается на две части: первая — определение сейсмических нагрузок на сооружение, условно приводимых к статическим; вторая — определение деформаций и напряжений. Вторая часть задачи решается методами строительной механики или теории упругости с использованием тех же расчетных схем, которые используются для статических расчетов.

Любое бетонное сооружение имеет бесконечное число степеней свободы; при колебаниях оно подвержено динамическим инерционным нагрузкам и испытывает деформации сжатия—растяжения, изгиба, сдвига и кручения. По отношению к сейсмическим движениям основания сооружения проявляют себя как фильтр — вынужденные колебания сооружения происходят с частотами, близкими к частотам собственных колебаний. Каждой частоте собственных колебаний сооружения соответствует определенная форма колебаний. Форма и частоты собственных колебаний сооружений или его элементов определяются динамическим расчетом или экспериментально на моделях [26, 51].

Сейсмические колебания основания могут иметь достаточно широкий спектр частот, включая и частоты, близкие к собственным для сооружения. Следовательно, инерционные сейсмические нагрузки необходимо рассчитывать с учетом колебаний сооружения по ряду собственных тонов, начиная с низших. При этом сейсмические нагрузки раскладываются по тонам колебания сооружения.

Определение форм и частот собственных колебаний производится при следующих допущениях:

- а) сооружение и его основание изотропны и идеально упруги;
- б) сейсмические колебания основания принимаются либо поступательными, либо крутильными; вектор сейсмического ускорения в общем случае может иметь любое направление, в связи с чем выбирается наиболее опасное для прочности и устойчивости сооружение; для упрощения расчетов часто принимают его направленным горизонтально;
- в) сооружение представляется в виде упругой системы с ограниченным числом степеней свободы, что достигается путем рассредоточения собственной и соединенных масс (от воды или от отложившихся наносов) в выделенных точках сооружения.

Зная периоды и формы собственных колебаний сооружения, можно вычислить сейсмическую инерционную нагрузку на сооружение при колебании его по любому рассматриваемому тону [см. § 2.3.11]. Расчетные усилия (нормальная и поперечная силы, изгибающий момент, нормальные и касательные напряжения) в рассматриваемом сечении определяются как геометрическая сумма усилий по различным тонам колебаний; число учитываемых тонов зависит от способа расчета (одно-, двух- или трехмерное решение задачи) и ответственности сооружения.

## Глава 2

# ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

## 2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. КЛАССЫ СООРУЖЕНИЙ

Речные гидротехнические сооружения подразделяются на постоянные (основные и второстепенные) и временные в соответствии с табл. 2.1.

Таблица 2.1. Классификация речных гидротехнических сооружений

Постоянные		Временные
основные	второстепенные	
<p>Разрушение приводит к нарушению нормальной работы электростанций, прекращению или уменьшению подачи воды в оросительные системы, подтоплению осушаемой или затоплению обвалованной территории, прекращению или сокращению судоходства, лесосплава или деятельности речного порта — плотины, дамбы, водосбросы, водоприемники и водозаборные сооружения, устои и подпорные стены, входящие в состав напорного фронта, деривационные и магистральные оросительные и судоходные каналы, туннели, трубопроводы, напорные бассейны, уравнильные резервуары, здания ГЭС и ГАЭС и насосных станций, шлюзы и судоподъемники, гидротехнические сооружения портов (пристаней, причалов), судостроительных и судоремонтных предприятий, гидротехнические сооружения ТЭС и АЭС, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения, сооружения, входящие в состав инженерной защиты городов и других народнохозяйственных объектов</p>	<p>Разрушение не влечет за собой последствий, перечисленных в графе «Основные сооружения» (ремонтные затворы, ледозащитные сооружения, струенаправляющие и раздельные стенки и дамбы, палы шлюзов, причалы для неосновных грузов порта, отбойные устройства, берегоукрепительные сооружения, служебные мостики, не несущие нагрузок от подъемных механизмов, и т. д.)</p>	<p>Используются только в период строительства или ремонта постоянных сооружений (перемычки, строительные туннели, каналы, трубы и т. д.)</p>

**Примечание.** В зависимости от возможного ущерба народному хозяйству и при соответствующем обосновании берегоукрепительные сооружения могут быть отнесены к основным сооружениям.



Классы постоянных гидротехнических сооружений согласно СНиП II-50-74 определяются с учетом последствий при их аварии или нарушении эксплуатации. В зависимости от высоты водоподпорных гидротехнических сооружений и последствий их аварий класс сооружений назначается по табл. 2.2. В зависимости от последствий нарушения эксплуатации водоподпорных гидротехнических сооружений класс их назначается по табл. 2.3.

Класс основных водоподпорных сооружений следует принимать по наибольшему его значению, определяемому по табл. 2.2 и 2.3.

Класс основных гидротехнических сооружений комплексного гидроузла (энергетика, речной транспорт, мелиорация, водоснабжение) устанавливается как для участника, показатели которого соответствуют наиболее высокому классу.

Класс основных гидротехнических сооружений ий допускается повышать:

а) в случае мощности ГЭС или ТЭС менее 1,5 млн. кВт, если эти электростанции изолированы от системы и обслуживают крупные населенные пункты или промышленные предприятия, транспорт и др.;

б) если авария водоподпорного сооружения может вызвать последствия катастрофического характера для расположенных ниже городов, крупных промышленных предприятий, транспортных магистралей.

Таблица 2.2. Классы постоянных гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты и последствий аварий

Водоподпорные сооружения	Грунты основания	Классы сооружений			
		I	II	III	IV
		Высота сооружения, м			
Плотины из грунтовых материалов	Скальные	Более 100	От 70 до 100	От 25 до 70	Менее 25
	Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии	Более 75	От 35 до 75	От 15 до 35	Менее 15
	Глинистые, водонасыщенные в пластическом состоянии	Более 50	От 25 до 50	От 15 до 25	Менее 15
Плотины бетонные и железобетонные, подводные конструкции зданий ГЭС, судоходные шлюзы, судоподъемные сооружения, подпорные стены и другие бетонные и железобетонные сооружения, участвующие в создании напорного фронта	Скальные	Более 100	От 60 до 100	От 25 до 60	Менее 25
	Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии	Более 50	От 25 до 50	От 10 до 25	Менее 10
	Глинистые, водонасыщенные в пластическом состоянии	Более 25	От 20 до 25	От 10 до 20	Менее 10

Т а б л и ц а 2.3. Классы постоянных гидротехнических сооружений  
в зависимости от последствий нарушения их эксплуатации

Наименование объектов гидротехнического строительства и их показатели	Классы сооружений	
	основных	второстепенных
Гидротехнические сооружения ГЭС, ГАЭС и ТЭС мощностью: 1,5 млн. кВт и более	I	III
менее 1,5 млн. кВт	II—IV	III—IV
Гидротехнические сооружения АЭС мощностью: 500 тыс. кВт и более	I	III
от 101 до 500 тыс. кВт	II	III
100 тыс. кВт и менее	III	IV
Гидротехнические сооружения на внутренних водных путях: сверхмагистральных	II	III
магистральных и местного значения	III	IV
местного значения на малых реках	IV	IV
Сооружения речных портов с навигационным грузооборотом: более 3 млн. усл. т	II	III
от 151 тыс. до 3 млн. усл. т	III	IV
до 150 тыс. усл. т	IV	IV
Речные гидроузлы и магистральные каналы оросительных систем при площади орошения более 400 тыс. га	II	III
Речные гидроузлы и магистральные каналы оросительных систем при площади орошения и осушения: от 51 до 400 тыс. га	III	IV
до 50 тыс. га	IV	IV

Примечания: 1. Внутренние водные пути должны относиться к сверхмагистральным, магистральным путям местного значения или к малым рекам по действующим нормам проектирования подмостовых габаритов на внутренних водных путях [69].  
2. Классы гидротехнических сооружений, проектируемых на сверхмагистральных и магистральных водных путях, а также на оросительных магистральных каналах, участвующих в создании напорного фронта, надлежит повысить на единицу против указанных.  
3. Класс рыбопропускного сооружения, участвующего в создании напорного фронта, устанавливается таким же, что и класс водоподпорных сооружений.  
4. Класс сооружений узла насосной станции переборки стока устанавливается в зависимости от народнохозяйственного значения данной системы.  
5. Категории надежности подачи воды системами хозяйственно-питьевого и производственного водоснабжения, включая насосные станции, устанавливаются по СНиП II-31-74.

Повышение класса электростанций надлежит производить с учетом масштаба последствий от перерыва снабжения электроэнергией или ущерба в нижнем бьефе гидроузла.

Класс основных гидротехнических сооружений надлежит понижать (кроме IV) на единицу: а) для сооружений I и II классов, не участвующих в создании напорного фронта (за исключением зданий ГЭС, напорных деривационных и турбинных водоводов, напорных бассейнов и уравнильных камер);

б) для энергетических, мелиоративных и судоходных сооружений, условия эксплуатации которых позволяют производить ремонт сооружения без нарушения работы гидроузла;

в) для сооружений оросительной системы, срок службы которой заранее ограничен и не превышает 10 лет, и это сооружение в период эксплуатации предусматривается заменить другим.

Класс основных гидротехнических сооружений допускается понижать на единицу, если авария водоподпорного сооружения не вызывает катастрофических последствий в нижнем бьефе (при расположении гидроузла в необжитом районе или у моря).

Временные сооружения допускается при надлежащем обосновании относить к IV классу, если авария этих сооружений может вызвать последствия катастрофического характера для строительной площадки, населенных пунктов, сооружений и предприятий или вызвать значительную задержку возведения основных сооружений объектов I, II и III классов.

При надлежащем обосновании перемычки и строительные туннели допускается относить к III классу.

В зависимости от класса сооружения назначается расчетная ежегодная вероятность превышения расчетных максимальных расходов воды, принимается коэффициент надежности в расчетах прочности и устойчивости, определяется состав расчетов сооружений и необходимость проведения модельных исследований, устанавливаются требования к оснащению сооружений контрольно-измерительной аппаратурой.

Расчетные максимальные расходы воды определяются согласно СНиП 2.01.14-83. Расчетная ежегодная вероятность их превышения устанавливается в зависимости от класса сооружений для двух расчетных случаев — основного и поверочного — согласно табл. 2.4.

Таблица 2.4. Ежегодная вероятность превышения  $p$ , %  
расчетных максимальных расходов воды

Расчетные случаи	Класс сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1,0	3,0	5,0
Поверочный	0,01	0,1	0,5	1,0

В период временной эксплуатации постоянных гидротехнических сооружений I—III классов расчетные ежегодные вероятности превышения максимальных расходов воды принимаются по табл. 2.4 для каждой очереди эксплуатации с учетом класса сооружения, назначенного для этой очереди в соответствии с табл. 2.2 и 2.3.

Пропуск расчетных максимальных расходов воды осуществляется:

для основного расчетного случая:

- при отметке нормального подпорного уровня; допускается при обосновании пропуск расходов при отличных от НПУ уровнях верхнего бьефа;
- при полном открытии всех эксплуатационных водосбросных отверстий;
- при пропуске воды через все турбины.

для поверочного расчетного случая:

- при максимальной, обоснованной технико-экономическими расчетами форсировке верхнего бьефа;
- при полном использовании всех водосбросных сооружений и турбин ГЭС, включая резервные водосбросы облегченной конструкции, допускающие частичное разрушение при прохождении расчетного паводка и последующий ремонт;
- при использовании других сооружений гидроузла — судоходных шлюзов, водозаборов оросительных систем и систем водоснабжения, рыбопропускных сооружений

Расчетные максимальные расходы воды для временных сооружений принимаются с ежегодной вероятностью их превышения, равной 10%; для временных сооружений, отнесенных к IV классу, расчетная вероятность превышения принимается равной 5%; для временных сооружений, отнесенных к III классу, — 3%.

При проектировании и строительстве гидроузлов с постоянными сооружениями IV класса допускается для временных сооружений, входящих в состав этих гидроузлов, при соответствующем обосновании принимать ежегодную вероятность превышения расчетных расходов воды выше 10%.

Пропускная способность гидроузла, входящего в каскад гидроузлов, должна обеспечивать (с учетом трансформации паводка) пропуск расхода воды, равного сумме максимального сбросного расхода вышерасположенного гидроузла в нормальных условиях эксплуатации и максимального расхода боковой приточности между гидроузлами с ежегодной вероятностью превышения, соответствующей классу проектируемого гидроузла.

## 2.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДА РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

### 2.2.1. ГРУППЫ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Пределным называется такое состояние, при котором сооружение или конструкция перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

Расчеты бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений, конструкций, а также оснований производятся по двум группам предельных состояний:

по первой группе (по непригодности к эксплуатации) — расчеты сооружений на общую прочность и устойчивость, а также на местную прочность их элементов;

по второй группе (по непригодности к нормальной эксплуатации) — расчеты сооружений по образованию трещин и деформациям, расчеты раскрытия швов в бетонных и трещин в железобетонных конструкциях, расчеты оснований на местную прочность.

Оценка наступления предельных состояний первой группы (устойчивости и прочности) производится из условия

$$n_c N_p \leq \frac{m}{k_H} R, \quad (2.1)$$

где  $n_c$  — коэффициент сочетания нагрузок;  $N_p$  — расчетное значение обобщенного силового воздействия, определяемое с учетом коэффициентов перегрузки  $n$ ;  $m$  — коэффициент условий работы;  $k_H$  — коэффициент надежности;  $R$  — расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения, конструкции или основания, определяемое с учетом коэффициента безопасности по материалам и грунтам  $k$ .

Расчеты по второй группе предельных состояний производятся по (2.1) при  $k_H$ ,  $n$  и  $k$ , равных единице.

### 2.2.2. СИСТЕМА РАСЧЕТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ

Коэффициент сочетания нагрузок  $n_c$  принимается:

для основного сочетания нагрузок 1;

для особого сочетания нагрузок 0,9;

для сочетания нагрузок в период строительства 0,95.

Коэффициент перегрузки  $n$  учитывает характер и степень изменчивости нагрузок и принимается по табл. 2.5.

Коэффициент условий работы  $m$  учитывает особенности работы сооружений и конструкций, приближенность расчетных схем, тип сооружения или конструкции, вид материала и другие факторы. Значения коэффициентов условий работы для различных сооружений и конструкций приведены в гл. 3, 5, 7 и 10.

Т а б л и ц а 2.5

Нагрузки и воздействия	Коэффициент перегрузки $k$
Собственный вес сооружения	1,05 (0,95)
Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,8)
Вертикальное давление от веса грунта	1,1 (0,9)
Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
Давление наносов	1,2
Гидростатическое и волновое давление, давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и железобетонных конструкций (противодавление)	1
Гидростатическое давление подземных вод на обделку туннелей	1,1 (0,9)
Нагрузки от судов	1,2
Ледовые нагрузки	1,1
Температурные и влажностные воздействия	1,1
Сейсмические воздействия	1
Нагрузки от кранов	1,2
Ветровые нагрузки	1,2
Гололедные нагрузки	1,3
Снеговые нагрузки	1,4
Равномерно распределенные нагрузки на перекрытия и лестницы:	
при нормативной нагрузке менее 2 кПа (200 кгс/м <sup>2</sup> )	1,4
при нормативной нагрузке от 2 до 5 кПа (от 200 до 500 кгс/м <sup>2</sup> )	1,3
при нормативной нагрузке 5 кПа (500 кгс/м <sup>2</sup> ) и более	1,2
Подвижной состав железных и автомобильных дорог	по СНиП II-Д.7-62*

Пр и м е ч а н и я: 1. При расчете общей прочности и устойчивости плиты коэффициенты перегрузки для собственного веса, температурных, влажностных и динамических воздействий, а также для всех грунтовых нагрузок при расчетных значениях характеристик грунтов  $\gamma$ ,  $\sigma$ ,  $\tau$ ,  $\sigma$ ,  $\tau$ ,  $\sigma$ ,  $\tau$ , определенных согласно требованиям главы СНиП II-16-76, должны приниматься равными единице.

2. Значения коэффициентов перегрузки для нагрузок от собственного веса, давления грунта, давления подземных вод на обделку туннелей принимаются больше или меньше единицы с учетом создания наиболее невыгодного нагружения конструкции.

Коэффициент надежности  $k_n$  принимается для сооружений и конструкций I класса 1,25; II класса 1,2; III класса 1,15; IV класса 1,1.

Коэффициенты безопасности по материалам (бетону и арматуре)  $k$  введены в расчетные сопротивления бетона и арматуры (гл. 3), коэффициенты безопасности по грунту см. СНиП II-16-76.

## 2.3. НАГРУЗКИ, ВОЗДЕЙСТВИЯ И ИХ СОЧЕТАНИЯ

### 2.3.1. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на постоянные и временные, последние на длительные, кратковременные и особые (табл. 2.6).

Таблица 2.6

Постоянные нагрузки	Временные нагрузки и воздействия		
	длительные	кратковременные	особые
<p>Собственный вес сооружения, включая вес постоянного технологического оборудования</p> <p>Вес и давление грунта</p> <p>Гидростатическое, фильтрационное давление воды и противодавление в расчетных сечениях и строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противofильтрационных и дренажных устройств</p>	<p>Давление отложившихся наносов</p> <p>Температурные воздействия, определяемые для года со средней амплитудой колебаний среднемесячных температур</p> <p>Дополнительное давление грунта (сверх основного давления), возникающее вследствие деформаций основания и конструкций или от температурных воздействий</p>	<p>Давление льда, определяемое при его средней многолетней толщине</p> <p>Давление волны, определяемое при средней многолетней скорости ветра</p> <p>Нагрузки от подъемных, перегрузочных и транспортных устройств и других конструкций и механизмов</p> <p>Нагрузки от судов</p> <p>Давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации</p> <p>Динамические нагрузки при пропуске паводка через водосбросные отверстия (напорные и безнапорные) при нормальном подпорном уровне</p>	<p>Дополнительное гидростатическое и фильтрационное давление воды и противодавление в расчетных сечениях и строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при форсированном уровне воды</p> <p>Фильтрационное давление воды, возникающее в результате нарушения нормальной работы одного из противofильтрационных или дренажных устройств</p> <p>Температурные воздействия, определяемые для года с максимальной амплитудой колебаний среднемесячных температур</p> <p>Давление льда, определяемое при его максимальной многолетней толщине</p> <p>Давление волны, определяемое при максимальной многолетней скорости ветра</p> <p>Давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки</p> <p>Динамические нагрузки при пропуске паводка через водосбросные отверстия (напорные и безнапорные) при форсированном уровне</p> <p>Сейсмические воздействия</p>

### 2.3.2. СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ

Гидротехнические сооружения проектируются на два сочетания нагрузок: основное и особое. Основные сочетания нагрузок состоят из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий.

Особые сочетания нагрузок состоят из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

Нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного периодов.

Нагрузки и воздействия для строительного периода и ремонтного случая следует принимать по основному и особому сочетаниям, а размеры этих нагрузок и воздействий должны определяться в зависимости от конкретных условий возведения и ремонта сооружения.

### 2.3.3. НАГРУЗКИ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Нагрузки от собственного веса включают вес бетона сооружения и вес конструкций и оборудования (мостов, затворов, трансформаторов и пр.), находящихся на сооружении. Нагрузка от веса бетона определяется по проектным размерам сооружения или конструкции и объемному весу бетона, который для сооружений I, II и III классов должен устанавливаться по результатам подбора состава бетона, а для сооружений IV класса и при предварительных расчетах сооружений всех классов принимается равным  $0,024 \text{ МН/м}^3$  ( $2,4 \text{ тс/м}^3$ ), железобетона  $0,025 \text{ МН/м}^3$  ( $2,5 \text{ тс/м}^3$ ).

Нагрузка от веса оборудования определяется по стандартам, каталогам, паспортным данным заводов или по рабочим чертежам. При расчете перекрытий нагрузка от веса оборудования распределяется с учетом схемы его размещения и условий монтажа.

### 2.3.4. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ ВОДЫ

Гидростатическое давление воды в любой точке контура сооружения равно произведению удельного веса воды  $\gamma_w = 1 \text{ тс/м}^3$  и напора воды  $h$  над расчетным сечением. Нагрузки от гидростатического давления воды на сооружение (плотины, здание ГЭС, подпорная стенка и др.) должны определяться при наименее выгоднейшем, но реальном соотношении уровней воды в верхнем и нижнем бьефах плотины (здания ГЭС) или со стороны лицевой и тыльной граней подпорной стенки.

### 2.3.5. ФИЛЬТРАЦИОННОЕ ДАВЛЕНИЕ ВОДЫ

Силовое воздействие фильтрующей воды в теле бетонных плотин и в их основаниях, а также в основании русловых зданий ГЭС учитывается в соответствии с требованиями СНиП II-54-77:

а) для бетонных и железобетонных плотин (русловых зданий ГЭС) III и IV классов, а также при предварительных расчетах этих сооружений всех классов — в виде поверхностных сил, действующих по контакту сооружения с основанием (полное противодействие) и определяемых по (2.2), табл. 2.7 (рис. 2.1);

б) для железобетонных плотин (русловых зданий ГЭС) I и II классов и бетонных плотин II класса — в виде поверхностных сил, действующих по контакту сооружения с основанием и в виде пригрузки на основание в верхнем и нижнем бьефах, а также в виде объемных фильтрационных сил в основании сооружения. Объемные фильтрационные силы и полное противодействие должны определяться с учетом коэффициента эффективной площади противодействия  $\alpha_2 < 1$ , а давление воды на поверхность основания в верхнем и нижнем бьефах и напорную грань сооружения — с множителем  $(1 - \alpha_2)$  (рис. 2.2);

Т а б л и ц а 2.7. Значения  $h_3/H_p$  и  $h_d/H_p$ 

Тип плотины	Сочетание нагрузок на плотину			
	основное		особое	
	$h_3/H_p$	$h_d/H_p$	$h_3/H_p$	$h_d/H_p$
Гравитационные массивные, с экраном на напорной грани, с анкерровкой в основании классов:				
I	0,4	0,2	0,6	0,35
II	0,4	0,15	0,5	0,25
III, IV	0,3	0	0,4	0,15
Гравитационные с расширенными швами, с полостью у основания и контрфорсные плотины I—IV классов	0,4	0	0,5	0
Арочные и арочно-гравитационные I—IV классов	0,4	0,2	0,6	0,35

Примечание. Приведенные в таблице значения  $h_3/H_p$  и  $h_d/H_p$  при особых сочетаниях нагрузок относятся только к случаю нарушения нормальной работы противотифльтрационных и дренажных устройств при НПУ воды в верхнем бьефе.

в) для бетонных плотин I класса на скальном основании — в виде поверхностных сил на основание в верхнем и нижнем бьефах и на напорную грань плотины, а также в виде объемных фильтрационных сил в теле плотины до линии дренажа и в основании. При этом вводится коэффициент  $\alpha_2 < 1$ , как указано выше.

Значения коэффициента  $\alpha_2$  должны приниматься по результатам исследований. Если основанием сооружения служат крупнообломочные и песчаные грунты, то коэффициент  $\alpha_2$  принимается равным единице во всех случаях; для глинистых и скальных грунтов при надлежащем обосновании коэффициент  $\alpha_2$  также должен приниматься равным единице<sup>1</sup>. Минимальный коэффициент  $\alpha_2$  для глинистых и скальных грунтов не должен быть менее 0,5.

<sup>1</sup> В скальных грунтах благодаря системе вертикальных и горизонтальных трещин всегда можно найти сплошную поверхность непосредственно у контакта, в каждой точке которой будет действовать противодействие.

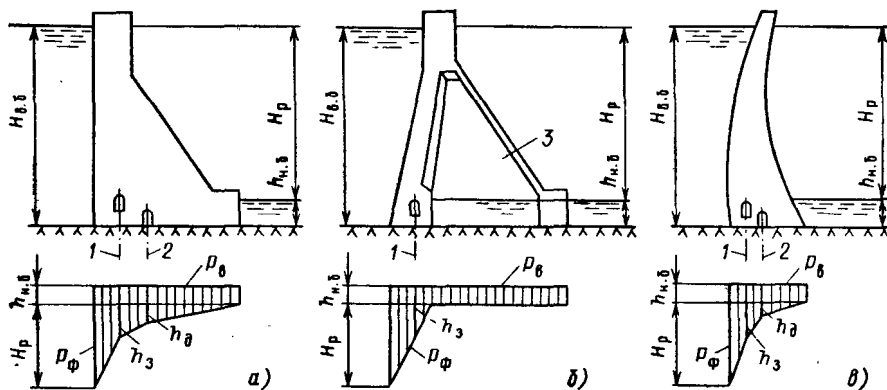


Рис. 2.1. Расчетные эпюры противодействия воды по контакту плотины со скальным основанием:

а — гравитационная плотина; б — массивно-контрфорсная плотина; в — арочная плотина; 1 — ось цементационной завесы; 2 — ось дренажа основания; 3 — межконтрфорсная полость



Полное противодействие воды на подошву сооружения определяется по формуле

$$P_{II} = (P_{\Phi} + P_{В}) \alpha_2, \quad (2.2)$$

где  $P_{\Phi}$  — фильтрационное противодействие на отдельных участках подземного контура сооружения;  $P_{В}$  — взвешивающее противодействие, равное  $P_{В} = \gamma_{в} h_1$ , где  $h_1$  — глубина погружения точки подошвы сооружения под уровень нижнего бьефа.

Полное противодействие воды  $P_{II}$  для нескальных оснований определяется фильтрационными расчетами. Для скальных оснований в тех случаях, когда фильтрационное давление учитывается в виде поверхностных сил, — по эпюрам,

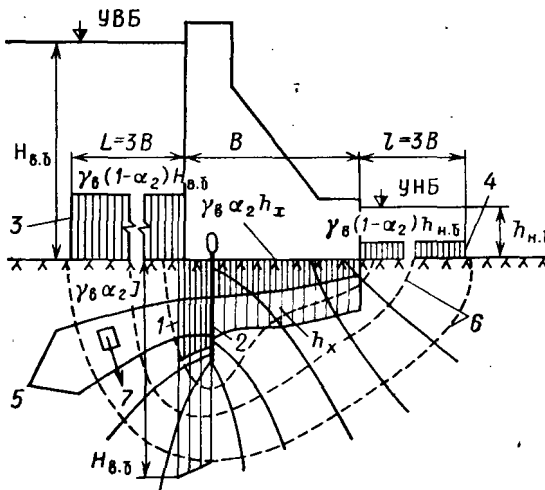


Рис. 2.2. Схема силового воздействия фильтрационного потока в основании плиты:

- 1 — эпюра полного противодействия по контакту бетон — скала; 2 — цементационная завеса; 3, 4 — пригрузка на основание соответственно со стороны верхнего и нижнего бьефов; 5 — линии равных напоров; 6 — линии равных напоров; 7 — удельная фильтрационная сила;  $L$  и  $l$  — расчетные длины действия давления воды со стороны верхнего и нижнего бьефов;  $h_x$  — ордината пьезометрического напора по контакту бетон — скала ( $H_{в.б} > h_x > h_{н.б}$ );  $J$  — градиент напора

приведенным на рис. 2.1, при этом значения фильтрационного противодействия по осям цементационной завесы и дренажа принимаются по табл. 2.7. В тех случаях, когда воздействие фильтрующей воды в скальных основаниях учитывается как объемная сила, фильтрационное противодействие определяется фильтрационными расчетами.

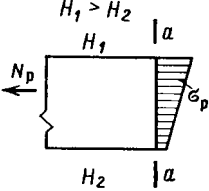
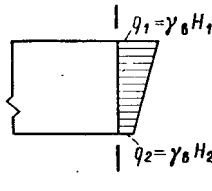
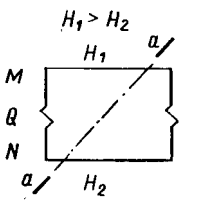
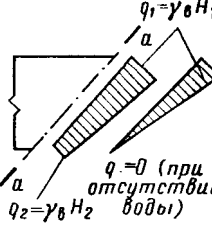
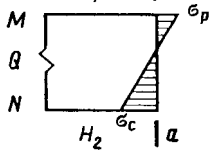
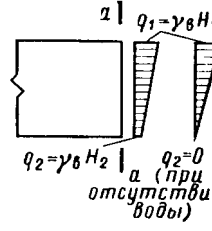
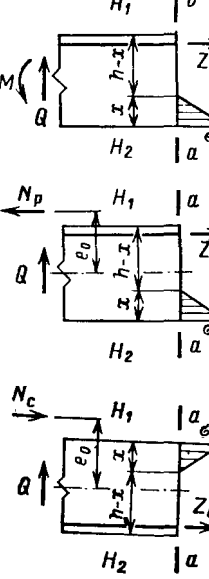
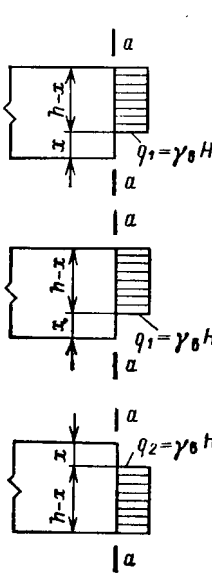
Противодействие воды в расчетных сечениях элементов бетонных и железобетонных конструкций учитывается как в сечениях, совпадающих со строительными швами, так и в монолитных сечениях.

Противодействие воды учитывается как растягивающая сила, приложенная в рассматриваемом расчетном сечении, во всех случаях расчетов элементов напорных и подводных конструкций, за исключением расчетов, выполняемых методами механики сплошных сред (см. § 4.1), когда противодействие учитывается как объемная сила.

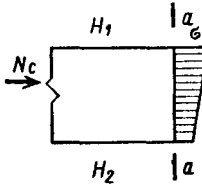

Противодействие воды определяется с учетом напряженного состояния элемента в эксплуатационный период, а также конструктивных мероприятий (гидроизоляция, обжатие), защищающих бетон от проникновения воды или повышающих его водонепроницаемость, и принимается в соответствии со СНиП II-56-77 согласно табл. 2.8. Вид напряженного состояния элемента устанавливается исходя из гипотезы плоских сечений без учета силы противодействия воды.

При учете противодействия воды в качестве объемной силы бетон рассматривается как изотропная, однородная, слитно-пористая среда, характеризующаяся коэффициентом эффективной пористости  $\alpha_2$ , величина которого зависит от на-

Таблица 2.8. Учет противодействия воды в бетонных и железобетонных элементах

Расчет	Схема работы сечения без учета силы противодействия	Схема действия и характер изменения противодействия
<p>1. Прочности нормальных сечений растянутых железобетонных элементов с однозначной эпюрой напряжений</p>		
<p>2. Прочности сечений, наклонных к продольной оси железобетонных элементов</p>		
<p>3. По образованию трещин</p>		
<p>4. Прочности элементов, рассматриваемых без учета работы растянутой зоны (см. примечания 1 и 2)</p>		

Продолжение табл. 2.8

Расчет	Схема работы сечения без учета силы противодействия	Схема действия и характер изменения противодействия
<p>5. Прочности сжатых элементов с однозначной эпюрой напряжений</p>		

Примечания: 1. Для трещиностойких железобетонных элементов высота сжатой зоны определяется в предположении линейной эпюры сжимающих и растягивающих напряжений в сечении (т. е. с учетом работы бетона растянутой зоны сечения).

2. Для нетрещиностойких железобетонных элементов работа растянутого бетона не учитывается, форма эпюры напряжений в сжатой зоне принимается треугольной; для элементов высотой 2 м и менее допускается определять высоту сжатой зоны в предположении прямоугольной эпюры сжимающих напряжений, т. е. из расчета прочности сечения без учета противодействия.

3. Для бетонных элементов эпюра противодействия определяется:

а) при расчете по образованию трещин — по п. 3 настоящей таблицы;

б) при расчете прочности — по третьей схеме п. 4 настоящей таблицы.

При этом для трещиностойких элементов высота сжатой зоны определяется согласно примечанию 1, для нетрещиностойких — по формуле

$$x = 3(0,5h - M/N) = 3(0,5h - e_0), \text{ где } e_0 \leq 0,45h.$$

пряженного состояния бетона и принимается в расчетах в пределах  $1,0 \geq \alpha_2 \geq 0,15$ . Минимальное значение  $\alpha_2$  принимается для зон всестороннего сжатия; в зонах, где хотя бы в одном направлении действуют растягивающие напряжения,  $\alpha_2$  принимается равным единице. Значения  $\alpha_2$  должны уточняться экспериментальными исследованиями.

### 2.3.6. ДАВЛЕНИЕ НАНОСОВ

Давление наносов со стороны верхнего бьефа определяется по формуле

$$E_H = \gamma_{H.B} H_H^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi_H / 2), \quad (2.3)$$

где  $\gamma_{H.B}$  — удельный вес грунта наносов во взвешенном состоянии;  $H_H$  — высота наносов перед плотиной;  $\varphi_H$  — угол внутреннего трения грунта наносов.

### 2.3.7. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА

Боковое давление грунта на сооружение определяется в соответствии со СНиП 11-55-79 в зависимости от направления и величины перемещения сооружения.

Активное давление грунта возникает при перемещении сооружения в сторону от грунта при перемещении, достаточном для образования призмы обрушения.

Пассивное давление грунта возникает при перемещении сооружения в сторону грунта как реактивное сопротивление грунта этому перемещению.

Давление грунта в состоянии покоя возникает при практическом отсутствии перемещений сооружения относительно грунта (при величине перемещения рассматриваемого сечения, определенного с учетом податливости основания, менее 1/5000 его высоты над фундаментом).

### Активное давление грунта

1. При плоской наклонной поверхности грунта, равномерно распределенной нагрузке на поверхности  $q$  и слоях грунта, параллельных его поверхности (рис. 2.3), горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности активного давления на единицу высоты на глубине  $y$  определяются соответственно по формулам:

$$\sigma_{a.g} = \sigma_y \lambda_{a.g} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_{a.g} k_1 - k_2); \quad (2.4)$$

$$\sigma_{a.v} = \sigma_{a.g} \operatorname{tg} (\varepsilon + \delta). \quad (2.5)$$

В формулах (2.4) и (2.5):

$\sigma_y$  — вертикальное напряжение в грунте на глубине  $y$ , равное

$$\sigma_y = \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q k_1; \quad (2.6)$$

$\lambda_{a.g}$  — коэффициент горизонтальной составляющей активного давления, определяемый при  $|\rho| \leq \varphi$  и  $|\varepsilon| \leq 0,45 - \varphi/2$  по формуле

$$\lambda_{a.g} = \left[ \frac{\cos (\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \rho)}{\cos (\varepsilon + \delta) \cos (\varepsilon - \rho)}} \right)} \right]^2; \quad (2.7)$$

$\gamma_i$ ,  $\Delta y_i$  — соответственно объемный вес (с учетом взвешивания водой) и высота  $i$ -го слоя грунта у расчетной поверхности в пределах высоты  $y$ ;  $q$  — вертикальная равномерно распределенная нагрузка на поверхности грунта на  $1 \text{ м}^2$  горизон-

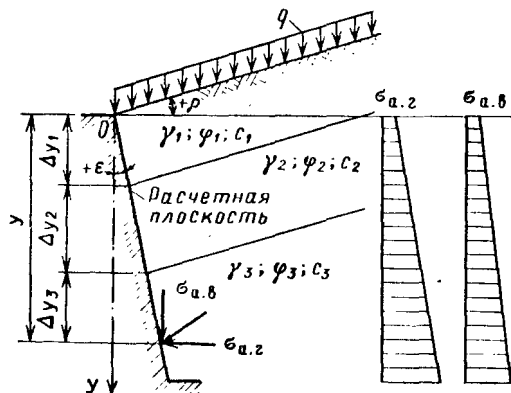


Рис. 2.3. Схема к определению активного давления грунта

тальной проекции откоса;  $\varphi$ ,  $c$  — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта, принимаемые в значениях для первой или второй группы предельных состояний; сцепление учитывается при  $(\lambda_{a,r} k_1 - k_2) < 0$ ;

$$k_1 = \frac{\cos \varepsilon \cos \rho}{\cos (\varepsilon - \rho)} ; \quad (2.8)$$

$$k_2 = \frac{\cos (\varepsilon - \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta} ; \quad (2.9)$$

$\rho$  — угол наклона поверхности и слоев грунта к горизонтали, принимаемый со знаком плюс при отклонении поверхности вверх;  $\varepsilon$  — угол наклона расчетной плоскости сооружения к вертикали, принимаемый со знаком минус при наклоне плоскости в сторону грунта;  $\delta$  — угол трения на контакте грунта с плоскостью сооружения;  $n$  — число слоев грунта.

2. При горизонтальной поверхности грунта ( $\rho = 0$ ) и вертикальной поверхности сооружения ( $\varepsilon = 0$ )  $\sigma_{a,r}$  определяется по формуле:

$$\sigma_{a,r} = \sigma_y \lambda_{a,r} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_{a,r} - 1), \quad (2.10)$$

где

$$\sigma_y = \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q. \quad (2.11)$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие полного давления грунта определяются суммированием по формулам:

$$E_{a,r} = \sum_1^n \sigma_{a,r,i} \Delta y_i; \quad (2.12)$$

$$E_{a,v} = \sum_1^n \sigma_{a,v,i} \Delta y_i. \quad (2.13)$$

### Давление грунта в состоянии покоя

1. При горизонтальной поверхности, горизонтальных слоях грунта и равномерно распределенной нагрузке  $q$  на его поверхности интенсивность давления грунта  $\sigma_{0r}$  на гладкую, жесткую несмещающую вертикальную поверхность определяется по формуле

$$\sigma_{0r} = \sigma_y \lambda_{0r}, \quad (2.14)$$

где  $\sigma_y$  определяется по (2.11);  $\lambda_{0r}$  — коэффициент горизонтальной составляющей давления покоя:

$$\lambda_{0r} = \frac{\mu}{1 - \mu}, \quad (2.15)$$

$\mu$  — коэффициент бокового расширения грунта, принимаемый по опытным данным, а при их отсутствии для песчаных грунтов  $\mu = 0,3$ , для крупнообломочных  $\mu = 0,27$ .

2. В сложных случаях (при неплоских и непараллельных границах слоев грунта, неравномерной нагрузке) давление грунта в состоянии покоя определяется как активное при условном угле внутреннего трения

$$\varphi_{\text{усл}} = \arcsin (1 - 2\mu) \quad (2.16)$$

и сцеплении  $c = 0$ .

Пассивное давление грунта

1. При плоской поверхности грунта, равномерно распределенной нагрузке на его поверхности  $q$  и слоях грунта, параллельных его поверхности (рис. 2.4)

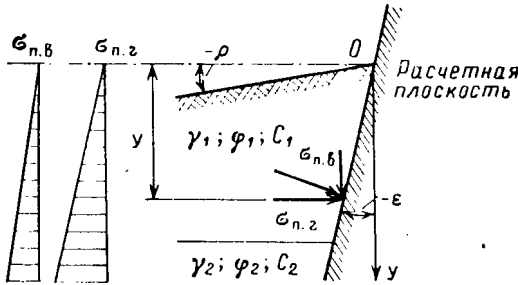


Рис. 2.4. Схема к определению пассивного давления грунта

горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности пассивного давления на единицу высоты на глубине  $y$  определяются соответственно по формулам:

$$\sigma_{п.г} = \sigma_y \lambda_{п.г} + \frac{c}{\text{tg } \varphi} \left( \lambda_{п.г} - \frac{\cos(\epsilon + \delta)}{\cos \delta \cos \epsilon} \right); \tag{2.17}$$

$$\sigma_{п.в} = \sigma_{п.г} \text{tg}(\epsilon + \delta). \tag{2.18}$$

В формулах (2.17) и (2.18):

$\sigma_y$  — определяется по (2.6);  $\lambda_{п.г}$  — коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта, определяемый при  $\rho = 0$  по табл. 2.9 или (при  $\varphi \geq 15^\circ$ ) по формуле

$$\lambda_{п.г} = \frac{\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}}{\cos^2 \epsilon (1 - \sin \varphi)} \exp B, \tag{2.19}$$

где

$$B = \left( \delta + \arcsin \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} + 2\epsilon \right) \text{tg } \varphi; \tag{2.20}$$

$\epsilon$  — угол наклона расчетной плоскости сооружения к вертикали, принимаемый со знаком минус при наклоне от грунта (рис. 2.4).

При  $\epsilon = 0$   $\rho = 0$ ,  $\delta = 0$

$$\lambda_{п.г} = \text{tg}^2 (45 + \varphi/2). \tag{2.21}$$

Таблица 2.9. Коэффициенты  $\lambda_{п.г}$  горизонтальной составляющей пассивного давления грунта

Ф, град	δ, град	ε, град						
		-30	-20	-10	0	+10	+20	+30
5	0	1,09	1,12	1,14	1,18	1,22	1,26	1,30
	5	1,15	1,18	1,22	1,27	1,32	1,37	1,42
10	0	1,20	1,24	1,33	1,42	1,51	1,62	1,75
	5	1,34	1,42	1,47	1,55	1,62	1,77	1,91
	10	1,45	1,51	1,56	1,63	1,71	1,79	1,95

Продолжение табл. 2.9

Ф, град	δ, град	ε, град						
		-30	-20	-10	0	+10	+20	+30
15	0	1,30	1,39	1,55	1,69	1,93	2,07	2,34
	7,5	1,58	1,72	1,78	1,95	2,13	2,39	2,60
	15	1,80	1,90	2,05	2,12	2,32	2,53	2,84
20	0	1,45	1,60	1,80	2,04	2,32	2,79	3,17
	10	1,86	2,06	2,25	2,51	2,84	3,28	3,73
	20	2,27	2,40	2,61	2,86	3,15	3,49	3,86
25	0	1,58	1,74	2,12	2,46	3,00	3,68	4,30
	12,5	2,23	2,55	2,79	3,67	3,86	4,78	5,77
	25	2,87	3,16	3,48	3,94	4,59	5,36	5,83
30	0	1,72	2,02	2,43	3,00	3,70	4,70	6,10
	15	2,74	3,17	3,71	4,46	5,45	7,42	8,66
	30	3,72	4,23	4,86	5,67	6,65	7,82	9,01
35	0	1,91	2,28	2,89	3,69	4,70	6,46	9,00
	17,5	3,23	4,04	4,82	6,40	7,81	11,70	14,40
	30	4,54	5,62	6,71	7,76	10,35	12,70	15,40
40	0	2,14	2,66	3,42	4,60	6,24	8,85	13,00
	20	4,24	5,37	6,87	9,00	12,30	17,10	25,50
	30	5,48	6,89	8,81	11,50	15,10	20,30	26,70

## 2.3.8. ВОЛНОВОЕ ДАВЛЕНИЕ ВОДЫ

Профиль и элементы волны показаны на рис. 2.5.

Волновое давление  $p$ , МПа (тс/м<sup>2</sup>), на глубине  $z$ , м (рис. 2.6), для глубоководной зоны (с глубиной  $H > 0,5 \bar{\lambda}_{гд}$ , где  $\bar{\lambda}_{гд}$  — длина волны) в соответствии со СНиП 2.06.04—82 определяется по формуле

$$p = \gamma h e^{-kz} \cos \sigma t - \gamma \frac{kh^2}{2} e^{-2kz} \cos^2 \sigma t - \gamma \frac{kh^2}{2} (1 - e^{-2kz}) \cos 2\sigma t - \gamma \frac{k^2 h^3}{2} e^{-3kz} \cos 2\sigma t \cos \sigma t, \quad (2.22)$$

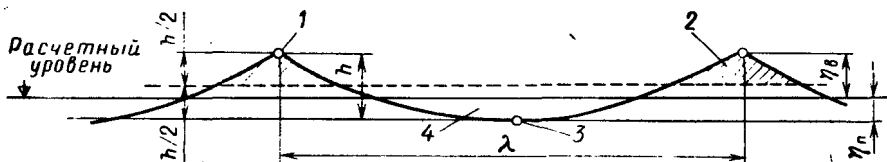


Рис. 2.5. Профиль и элементы волны:

1 — вершина волны; 2 — гребень волны; 3 — подошва волны; 4 — ложбина волны;  $h$  — высота волны;  $\lambda$  — длина волны

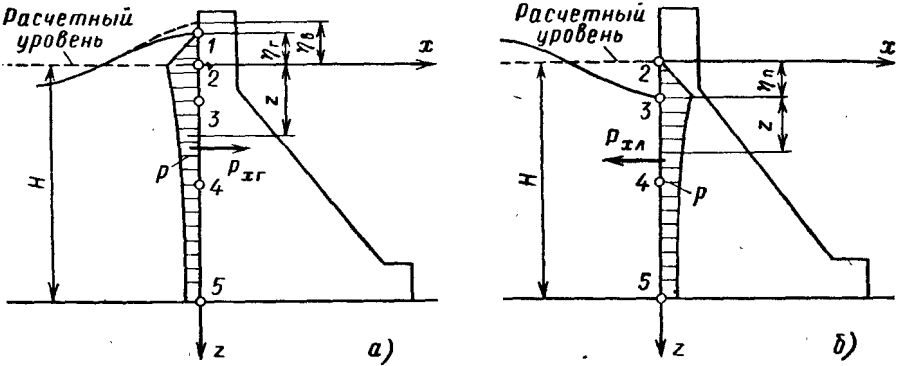


Рис. 2.6. Схема к определению волнового давления на сооружение:  
 а — при гребне волны; б — при ложбине волны

где  $\gamma$  — удельный вес воды,  $\text{МН/м}^3$  ( $\text{тс/м}^3$ );  $h$  — высота волны, м, определяемая по приложению 1 СНиП 2.06.04—82;  $k = 2\pi/\lambda$  — волновое число;  $\lambda$  — средняя длина волны, м;  $z$  — ординаты точек ( $z_1 = \eta_{г}$ ;  $z_2 = 0$ ; ...;  $z_n = H$  — расчетная глубина), м, отсчитываемые от расчетного уровня. Для гребня волны при  $z_1 = -\eta_{г}$ , а для ложбины при  $z_2 = 0$  следует принимать  $\rho = 0$ ;  $\sigma = 2\pi/\tau$  — частота волны;  $\tau$  — средний период волны, с;  $t$  — время, с.

**2.3.9. НАГРУЗКА ОТ СПЛОШНОГО ЛЕДЯНОГО ПОКРОВА ПРИ ЕГО ТЕМПЕРАТУРНОМ РАСШИРЕНИИ**

Нагрузка  $q$ ,  $\text{МН/м}$  ( $\text{тс/м}$ ), на единицу длины сооружения при температурном расширении сплошного ледяного покрова определяется по формуле

$$q = h_t k_L \rho, \tag{2.23}$$

где  $h_t$  — максимальная толщина ледяного покрова, м, обеспеченностью 1%;  $k_L$  — коэффициент, зависящий от протяженности ледяного покрова  $L$ :

$L$ , м . . . . .	50	70	90	120	150 и более
$k_L$ . . . . .	1	0,9	0,8	0,7	0,6

$\rho$  — давление, возникающее за счет упругой и пластической деформации,  $\text{тс/м}^2$  при температурном расширении льда:

$$\rho = 5 + 11 \cdot 10^{-5} v \mu \tau; \tag{2.24}$$

$v$  — максимальная скорость повышения температуры воздуха,  $^{\circ}\text{C/ч}$ , за время  $\tau$ , ч (за 6 ч при 4 срочных наблюдениях);  $\mu$  — вязкость льда,  $\text{тс} \cdot \text{ч/м}^2$ :  
 при  $t_{л} \geq -20^{\circ}\text{C}$

$$\mu = (3,3 - 0,28 t_{л} + 0,083 t_{л}^2) 10^4; \tag{2.25}$$

при  $t_{л} < -20^{\circ}\text{C}$

$$\mu = (3,3 - 1,85 t_{л}) 10^4; \tag{2.26}$$

$t_{л}$  — температура льда,  $^{\circ}\text{C}$ :

$$t_{л} = t_{н} \eta_0 + \frac{v \tau}{2} \psi; \tag{2.27}$$



$t_{\text{н}}$  — начальная температура воздуха, °С, от которой начинается ее повышение;

$\eta_0$  — относительная толщина ледяного покрова с учетом влияния снега, м:

$$\eta_0 = h_t / h_{\text{л}}; \quad (2.28)$$

$h_{\text{л}}$  — приведенная толщина ледяного покрова, м:

$$h_{\text{л}} = h_t + 1,43h_c + 2/\alpha_{\text{в}}; \quad (2.29)$$

$h_c$  — наименьшая толщина снежного покрова за расчетный период, м, определяемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии принимаемая равной нулю;  $\alpha_{\text{в}}$  — коэффициент теплоотдачи от воздуха и поверхности снежного

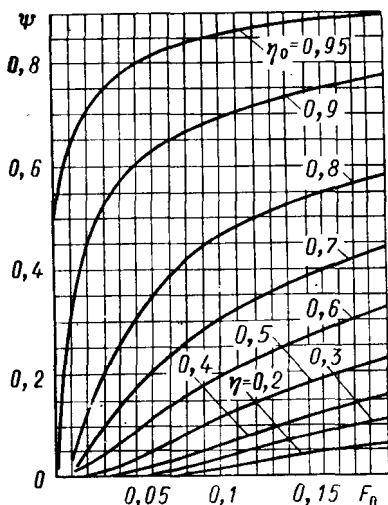


Рис. 2.7. Графики значений коэффициента  $\psi$

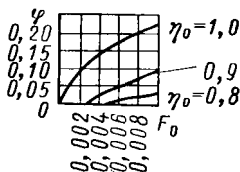
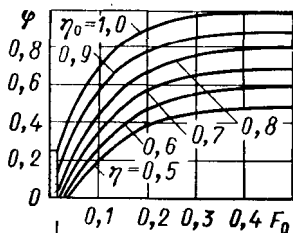


Рис. 2.8. Графики значений коэффициента  $\varphi$

покрова, ккал/(ч·м<sup>2</sup>·°С), принимаемый при наличии снега равным  $20 \sqrt{W + 0,3}$ , при отсутствии снега  $5 \sqrt{W + 0,3}$ ;  $W$  — средняя скорость ветра, м/с;  $\psi$  — безразмерный коэффициент, принимаемый по графику на рис. 2.7 при заданных значениях относительной толщины ледяного покрова  $\eta_0$  и безразмерной величины  $F_0 = 4 \cdot 10^{-3} \tau / h_{\text{л}}^2$ , где  $\tau$  в часах и  $h_{\text{л}}$  в метрах;  $\varphi$  — коэффициент, принимаемый по графикам рис. 2.8.

### 2.3.10. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

К температурным воздействиям относятся:

- колебания температуры наружного воздуха;
- изменение температуры воды в водохранилище и нижнем бьефе;
- изменение температуры фильтрационных и подземных вод в основании сооружения;

г) тепловыделение в бетоне при его твердении;

д) трубное охлаждение бетона в строительный период;

е) полив поверхности бетона водой в строительный период;

ж) искусственный подогрев отдельных частей сооружения, например, нижней грани плотины для улучшения ее температурного режима в условиях сурового климата.

Наибольшее значение имеют колебания температуры воздуха и воды и тепловыделение в бетоне.

Изменение температуры воздуха может быть представлено в виде

$$T = T_{\text{ср.год}} + A \cos \frac{2\pi t}{\tau_{\text{год}}}, \quad (2.30)$$

где  $A$  — амплитуда колебаний среднемесячных температур;  $t$  — время;  $\tau_{\text{год}}$  — число часов в году; или в виде графиков или таблиц изменения температур, полученных в результате метеорологических наблюдений.

Температура воды в водохранилище принимается на основании данных о температурном режиме водохранилищ-аналогов, а температура речной и подземной воды по результатам гидрологических наблюдений.

Тепловыделение в бетоне принимается по экспериментальным данным либо определяется аналитически<sup>1</sup>.

### 2.3.11. СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

Оценка сейсмичности площадки строительства производится:

а) при проектировании безнапорных сооружений всех классов, подпорных сооружений II, III, IV классов, при обосновании строительства подпорных сооружений I класса — согласно приложениям 1 и 2 СНиП II-7-81 с учетом инженерно-геологических данных площадки, приведенных в табл. 2.10;

б) при проектировании подпорных сооружений I класса — характеристики сейсмического воздействия должны уточняться на основе детального сейсмического районирования и сейсмического микрорайонирования в районах сейсмичностью 6 баллов и выше в соответствии с п. 5.3 СНиП II-7-81.

Сейсмичность площадок строительства во время строительства снижается на один балл.

Расчетная сейсмичность для сооружений принимается равной сейсмичности площадки.

Расчеты всех гидротехнических сооружений, оснований и береговых склонов производятся по линейно-спектральной теории сейсмостойкости (см. § 1.9.3) на статические нагрузки, определяемые по формулам (2.31)—(2.41).

Для подпорных гидротехнических сооружений I класса при их расположении в районах с сейсмичностью свыше 7 баллов допускается производить дополнительные расчеты на сейсмические воздействия по динамической теории сейсмостойкости (см. § 1.9.3) с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях, а также синтезированных акселерограмм. При этом максимальные амплитуды ускорений основания следует принимать не менее 100, 200 и 400 см/с<sup>2</sup> при сейсмичности площадок 7, 8 и 9 баллов соответственно.

При расчете сооружения по линейно-спектральной теории проекция  $S_{ikhj}$  на направление  $j$  сейсмической нагрузки  $S_{ih}$  при  $i$ -й форме колебаний, действующей на элемент весом  $Q_k$ , отнесенный к точке  $k$  сооружения (рис. 2.9), определяется по формуле

$$S_{ikhj} = K_1 K_2 Q_k A K_{\psi} \beta_i \eta_{ikhj}. \quad (2.31)$$

Здесь  $K_1$  — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый для гидротехнических сооружений равным 0,25;  $K_2$  — коэффициент, учитывающий конструктивные решения сооружений, принимаемый для подпорных сооружений высотой до 60 м равным 0,8; более 100 м равным

<sup>1</sup> Окорочков С. Д., Запорожец И. Д., Парийский А. А. Тепловыделение бетона. Л.: Стройиздат, 1966. 265 с.

Т а б л и ц а 2.10. Инженерно-геологические условия и сейсмичность площадки строительства

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) неветрелые и слабоветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя; ветрелые и сильноветрелые скальные и нескальные вечномерзлые грунты при температуре минус 2 °С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	6	7	8
II	Скальные грунты ветрелые и сильноветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и $e < 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °С при строительстве и эксплуатации по принципу I	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности, влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0,5$ ; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допущение оттаивания грунтов основания)	8	9	9

1; от 60 до 100 м  $K_2$  принимается по интерполяции; для всех прочих сооружений  $K_2 = 1$ ;  $Q_k$  — вес элемента сооружения, отнесенный к точке  $k$  с учетом веса присоединенной массы воды, определяемой по (2.40);  $A$  — коэффициент, принимаемый: для расчетной сейсмичности 7 баллов  $A = 0,1$ ; 8 баллов —  $A = 0,2$ ; 9 баллов —  $A = 0,4$ ; для подпорных гидротехнических сооружений I класса расчетное сейсмическое воздействие, характеризуемое вектором ускорения  $A$ , увеличивается на 20%;  $K_\psi$  — коэффициент, принимаемый для бетонных и железобетонных подпорных сооружений при сейсмичности площадки строительства 7 и 8 баллов равным 1, при 9 баллов — 0,8;  $\beta$  — коэффициент динамичности, за-

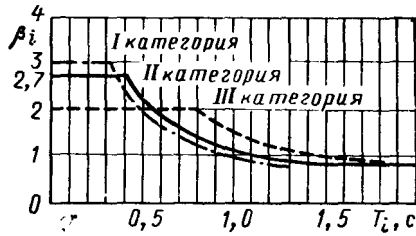
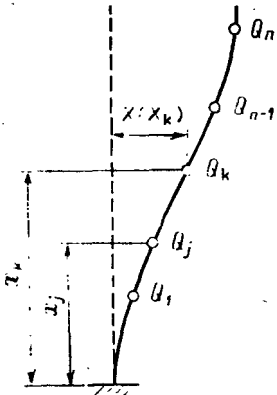


Рис. 2.10. График коэффициента  $\beta$

Рис. 2.9. График к определению сейсмических нагрузок

висящий от категорий грунтов по сейсмическим свойствам и периодов собственных колебаний  $T_i$  по  $i$ -му тону и определяемый по графикам на рис. 2.10 или по формулам, приведенным в табл. 2.11. Во всех случаях произведение  $K_\psi \beta_i$  должно приниматься не менее 0,8;  $\eta_{ikh}$  — коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -му тону и от места приложения нагрузки, определяемый по формуле

$$\eta_{ikh} = u_{ikh} \frac{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 u_{ikh} \cos(u_{ikh}, \hat{u}_0)}{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 u_{ikh}^2} \quad (2.38)$$

где  $u_{ikh}$  — проекция перемещений точки  $k$  по трем ( $j=1, 2, 3$ ) взаимно перпен-

дикулярным направлениям;  $\cos(u_{ikh}, \hat{u}_0)$  — косинусы углов между направлениями вектора  $u_0$  сейсмического воздействия и перемещений  $u_{ikh}$ .

При расчете сооружений по одномерной (консольной) схеме при горизонтальном и наклонном направлении сейсмического воздействия горизонтальная сейсмическая нагрузка определяется по формуле (2.31) с заменой  $\eta_{ikh}$  на

$$\eta_{ih} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)} \quad (2.39)$$

где  $X_i(x_k)$  и  $X_i(x_j)$  — смещения сооружения при собственных колебаниях по  $i$ -му тону в рассматриваемой точке  $k$  и во всех точках  $j$ , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным;  $Q_j$  — вес сооружения, отнесенный к точке  $j$ , определяемый с учетом веса присоединенной массы воды, определяемой по (2.40).

Таблица 2.11

Категория грунта	Период собственных колебаний $T_i$ , с	Формулы для определения коэффициента динамичности $\beta$
I	$>0,15$	$\beta_i = 1/T_i$ , но не более 3 (2.32)
	$\leq 0,15$	$\beta_i = 1,5 + 10 T_i$ (2.33)
II	$>0,15$	$\beta_i = 1,1 T_i$ , но не более 2,7 (2.34)
	$\leq 0,15$	$\beta_i = 1,5 + 8 T_i$ (2.35)
III	$>0,2$	$\beta_i = 1,5/T_i$ , но не более 2 (2.36)
	$\leq 0,2$	$\beta_i = 1,5 + 2,5 T_i$ (2.37)

В случае наклонного сейсмического воздействия (при расчете по одномерной схеме) величину  $A$  в (2.31) при определении горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки следует умножить на 0,87, а при определении вертикальной составляющей — на 0,5 и принимать значение  $\beta_i \eta_{ik} = 1$ .

При учете инерционного влияния воды к  $Q_k$  прибавляется вес присоединенной массы воды, равный  $m_{вг}$ ;  $m_{вг}$  определяется по формуле

$$m_{вг} = \rho_{в} h \mu \psi, \quad (2.40)$$

где  $\rho_{в}$  — плотность воды;  $h$  — глубина воды у сооружения;  $\mu$ ,  $\psi$  — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 11 и 12 СНиП II-7-81 соответственно.

Для бетонных сооружений, расчет которых производится по одномерной (консольной) схеме, следует учитывать не менее трех форм собственных колебаний, а для сооружений, рассчитываемых по двухмерной схеме, — не менее 10 форм колебаний.

При расчете по линейно-спектральной теории допускается принимать статические прочностные характеристики материалов; при этом для бетонных сооружений вводится дополнительный коэффициент условий работы  $m_{кр}$ , равный 1,2.

Расчетные значения усилий и напряжений от сейсмической нагрузки при условии статического действия ее на сооружение определяются по формуле

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (2.41)$$

где  $N_i$  — значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении, соответствующие  $i$ -й форме колебаний;  $n$  — число учитываемых в расчете форм колебаний.

## Глава 3 МАТЕРИАЛЫ

### 3.1. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЙ БЕТОН

#### 3.1.1. ВИДЫ БЕТОНА

Гидротехнический бетон в зависимости от его положения к уровню воды, массивности конструкции, действующего напора и расположения в сооружениях подразделяется на:

бетон подводный, постоянно находящийся в воде, а также в подземных частях конструкций в зоне воздействия грунтовых вод;

бетон зоны переменного уровня, к которому относится также бетон надводной части сооружений, находящейся на 1 м выше наивысшего уровня воды;

бетон надводный, находящийся выше зоны переменного уровня воды;

бетон массивный, к которому относится бетон конструкций, требующих вследствие их размеров принятия специальных мер для регулирования температурных напряжений, возникающих в результате выделения тепла при твердении;

бетон немассивный;

бетон напорных конструкций;

бетон безнапорных конструкций;

бетон наружной зоны;

бетон внутренней зоны.

Размеры наружной зоны сооружения определяются проектом в зависимости от конструктивных особенностей сооружения, его назначения и условий эксплуатации.

#### 3.1.2. ТЕХНИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ

Технические требования к гидротехническому бетону устанавливаются согласно ГОСТ 4795-68 и СНиП II-56-77.

Основными требованиями являются: водонепроницаемость, морозостойкость, механическая прочность и предельная растяжимость, допустимая степень водопоглощения и линейных изменений при увлажнении и высыхании, стойкость против агрессивного воздействия воды, отсутствие вредного взаимодействия щелочей цемента с заполнителями, допустимая степень тепловыделения при твердении.

Кроме основных требований, к гидротехническому бетону могут предъявляться также дополнительные требования кавитационной стойкости, сопротивляемости истиранию водным потоком и наносами и др.

Требование морозостойкости не предъявляется к бетону внутренней зоны массивных конструкций и к подводному бетону, однако составы этих бетонов должны подбираться таким образом, чтобы обеспечить морозостойкость бетона при воздействии отрицательных температур в строительный период.

Требование допустимого тепловыделения при твердении не предъявляется к бетону немассивных конструкций при условии свободного рассеивания тепла при твердении.

Водонепроницаемость бетона характеризуется наибольшим давлением воды, при котором не наблюдается просачивание ее через испытываемые образцы 180-суточного возраста:

Давление воды, выдерживаемое бетоном при испытании, кгс/см <sup>2</sup> , не менее . . . . .	2	4	6	8	10	12
Марка бетона по водонепроницаемости . . . . .	B2	B4	B6	B8	B10	B12

При обосновании допускается устанавливать марки бетона по водонепроницаемости в возрасте 90, 60 и 28 сут.

Марки бетона по водонепроницаемости для напорных конструкций устанавливаются в зависимости от градиента напора, определяемого как отношение максимального напора в метрах к толщине конструкции в метрах (при отсутствии зональной разрезки) или к толщине бетона наружной зоны (при наличии зональной разрезки):

Напорный градиент . . . . .	До 5	От 5 до 10	От 10 до 15	От 15 до 20	От 20 до 30
Марка бетона по водонепроницаемости . . . . .	B4	B6	B8	B10	B12

Для бетона внутренних зон может приниматься марка B2 в возрасте 180 сут при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Морозостойкость бетона характеризуется наибольшим числом циклов попеременного замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцами 28-суточного возраста при их испытании без снижения прочности более чем на 15%:

Число циклов замораживания и оттаивания, выдерживаемых бетоном при испытании, не менее . . . . .	50	75	100	150
Марка бетона по морозостойкости	Мрз 50	Мрз 75	Мрз 100	Мрз 150

Число циклов замораживания и оттаивания, выдерживаемых бетоном при испытании, не менее . . . . .	200	300	400	500
Марка бетона по морозостойкости	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 300	Мрз 500

При обосновании могут применяться бетоны, имеющие морозостойкость выше Мрз 500.

Марки по морозостойкости бетона в зависимости от климатических условий и числа расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания в течение года (по данным долгосрочных наблюдений) и с учетом условий эксплуатации назначаются согласно табл. 3.1.

Т а б л и ц а 3.1. Назначение марки бетона по морозостойкости

Климатические условия	Для зоны переменного уровня воды и водосливной грани при наибольшем числе циклов попеременного замораживания и оттаивания						Для надводной зоны
	до 50	от 50 до 70	от 75 до 100	от 100 до 150	от 150 до 200	свыше 200	
Умеренные	Мрз 50	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 50
Суровые	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 500	Мрз 100
Особо суровые	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 500	Мрз 600	Мрз 200

Примечание. Климатические условия характеризуются среднемесячной температурой наиболее холодного месяца: умеренные — от 0 до минус 10 °С, суровые — от минус 10 °С до минус 20 °С, особо суровые — ниже минус 20 °С.

Прочность бетона характеризуется марками по прочности на сжатие (кубиковая прочность) и на осевое растяжение. По прочности на сжатие (временное сопротивление сжатию) устанавливаются следующие марки: М 75, М 100, М 150, М 200, М 250, М 300, М 350, М 400, М 450, М 500, М 600. Для железобетонных конструкций применение бетона проектной марки ниже М 100 не допускается.

По прочности на растяжение (временное сопротивление осевому растяжению) устанавливаются следующие марки: Р 10, Р 15, Р 20, Р 25, Р 30, Р 35, Р 40. Предел прочности гидротехнического бетона при сжатии и растяжении устанавливается в возрасте 180 сут. Допускается устанавливать марки бетона по прочности в возрасте как меньшем (90, 60, 28 сут), так и большем (270, 360 сут), если известны способы возведения сооружений, сроки их загрузки, условия твердения, вид применяемого цемента и т. д.

Предельная растяжимость (предельная относительная деформация) бетона в возрасте 180 сут должна быть не менее  $5 \cdot 10^{-5}$  для бетона внутренних зон и не менее  $7 \cdot 10^{-5}$  для бетона наружных зон сооружений.

Водопоглощение бетона характеризуется капиллярной впитываемостью образцов, высушенных до постоянной массы, при погружении в воду. Водопоглощение бетона зоны переменного уровня воды не должно превышать 5%, для бетона других зон — 7% массы высушенного бетона.

Линейное укорочение (усадка) образцов бетона при относительной влажности 60% и температуре 18 °С не должно превышать: в возрасте 28 сут — 0,3 и 180 сут — 0,7 мм/м по сравнению с их первоначальной длиной.

Линейное удлинение (набухание) бетона в воде не должно превышать в возрасте 28 сут — 0,1 и 180 сут — 0,3 мм/м по сравнению с высушенными до постоянной массы при температуре 60 °С эталонными образцами.

Стойкость против агрессивного воздействия воды подводного бетона, бетона зоны переменного уровня воды, а также подземного бетона, находящегося под воздействием грунтовых вод, должна обеспечиваться специальными мероприятиями.

Цементы и заполнители (песок, щебень, гравий) не должны вызывать опасных для бетона изменений (появление трещин) в результате взаимодействия цемента с минералами заполнителей.

Допустимое тепловыделение при твердении бетона должно обеспечиваться применением цемента соответствующего вида с пониженной теплотой гидратации и с добавками поверхностно-активных веществ, а также подбором состава бетона с минимальным расходом цемента.

Подвижность (осадка конуса) и жесткость бетонной смеси назначаются в соответствии с ГОСТ 4795-68. В зависимости от массивности конструкций, наличия и количества арматуры, крупности песка и применения поверхностно-активных добавок осадка конуса назначается в пределах: для массивных бетонных и малоармированных конструкций от 1 до 4 см, для железобетонных с содержанием арматуры до 1% — от 2 до 8 см, железобетонных с содержанием арматуры более 1% — от 5 до 14 см.

### 3.1.3. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Нормативные и расчетные сопротивления бетона в зависимости от проектных марок по прочности на сжатие и растяжение принимаются согласно СНиП II-56-77 по табл. 3.2.

Коэффициенты условий работы бетона  $m_b$  для расчета конструкций по предельным состояниям первой группы принимаются по табл. 3.3.

При расчете по предельным состояниям второй группы коэффициент условий работы  $m_b$  принимается равным единице, за исключением расчета при действии многократно повторяющейся нагрузки.

Расчетные сопротивления бетона на выносливость  $R'_{пр}$  и  $R'_p$  вычисляются умножением соответствующих значений сопротивлений бетона  $R_{пр}$  и  $R_p$  на



Таблица 3.2. Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Проектная марка	Нормативные сопротивления; расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
	сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}^H$ ; $R_{пр II}$	растяжение осевое $R_p^H$ ; $R_p II$	сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$	растяжение осевое $R_p$

## По прочности на сжатие

М 75	4,5 (45)	0,58 (5,8)	3,5 (35)	0,38 (3,8)
М 100	6,0 (60)	0,72 (7,2)	4,5 (45)	0,48 (4,8)
М 150	8,5 (85)	0,95 (9,5)	7,0 (70)	0,63 (6,3)
М 200	11,5 (115)	1,15 (11,5)	9,0 (90)	0,75 (7,5)
М 250	14,5 (145)	1,30 (13)	11,0 (110)	0,88 (8,8)
М 300	17,0 (170)	1,50 (15)	13,5 (135)	1,0 (10)
М 350	20,0 (200)	1,65 (16,5)	15,5 (155)	1,1 (11)
М 400	22,5 (225)	1,8 (18)	17,5 (175)	1,2 (12)
М 450	25,5 (255)	1,9 (19)	19,5 (195)	1,28 (12,8)
М 500	28,0 (280)	2,0 (20)	21,5 (215)	1,35 (13,5)
М 600	34,0 (340)	2,2 (22)	24,5 (245)	1,45 (14,5)

## По прочности на растяжение

Р 10	—	0,78 (7,8)	—	0,6 (6)
Р 15	—	1,17 (11,7)	—	0,9 (9)
Р 20	—	1,56 (15,6)	—	1,2 (12)
Р 25	—	1,95 (19,5)	—	1,5 (15)
Р 30	—	2,35 (23,5)	—	1,8 (18)
Р 35	—	2,70 (27)	—	2,1 (21)

Примечание. Обеспеченность значений нормативных сопротивлений установлена равной 0,95 (при базовом коэффициенте вариации 0,135), кроме массивных гидротехнических сооружений: гравитационных, арочных, массивно-контрфорсных плотин и т. п., для которых обеспеченность нормативных сопротивлений установлена 0,9 (при базовом коэффициенте вариации 0,17).

Таблица 3.3. Коэффициенты условий работы бетона

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты $m_b$	
	условное обозначение	значение коэффициента $m_b$
Особые сочетания нагрузок для бетонных конструкций	$m_{b1}$	1,1
Многokrатное повторение нагрузок	$m_{b2}$	См. табл. 3.4
Железобетонные конструкции — плитные и ребристые при толщине плиты (ребра):		
60 см и более	$m_{b3}$	1,15
менее 60 см		1
Бетонные конструкции	$m_{b4}$	0,9

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.  
2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы принимаются по соответствующим нормативным документам (например, для плотин см. табл. 5.4 и § 7.4.2).

Таблица 3.4

Состояние бетона по влажности	Коэффициент $m_{б2}$ при различных значениях $\rho_b^*$							
	0—0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
Естественной влажности	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1
Водонасыщенный	0,45	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,95	1

Примечания: 1. Значения коэффициента  $m_{б2}$  для бетонов, марка которых устанавливается в возрасте 28 сут, принимаются в соответствии со СНиП II-21-75.

2.  $\rho_b^* = \sigma_{б \min} / \sigma_{б \max}$ , где  $\sigma_{б \min}$  и  $\sigma_{б \max}$  — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки.

коэффициент условий работы  $m_{б2}$ , при многократно повторяющейся нагрузке и различных значениях коэффициента асимметрии цикла  $\rho_b^*$  принимаемый по табл. 3.4.

Нормативное сопротивление бетона при всестороннем сжатии (объемное) определяется по формуле

$$R_{об}^H = R_{пр}^H + A(1 - \alpha_2)\sigma_1, \quad (3.1)$$

где  $A$  — коэффициент, принимаемый на основании экспериментальных исследований, либо при отсутствии исследований для бетонов марок М 200—М 350 коэффициент  $A$  определяется по формуле

$$A = 100 / \sqrt{R_{пр}^H}; \quad (3.2)$$

$\sigma_1$  — наименьшее по абсолютному значению главное напряжение, кгс/см<sup>2</sup>;  $\alpha_2$  — коэффициент эффективной пористости, определяемый экспериментальными исследованиями.

Расчетные сопротивления определяются по табл. 3.2 в зависимости от  $R_{об}^H$  интерполяцией.

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении в условиях естественного твердения характеризуется отношением нормального напряжения в бетоне  $\sigma_b$  к его относительной деформации  $\epsilon$  при  $\sigma_b \leq 0,2R_{пр}^H$ . Начальный модуль упругости  $E_b$  принимается в зависимости от марки бетона:

Марка бетона	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300
$E_b \cdot 10^{-3}$ МПа					
(кгс/см <sup>2</sup> )	17 (170)	21 (210)	24 (240)	26,5 (265)	29 (290)
Марка бетона	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600
$E_b \cdot 10^{-3}$ МПа					
(кгс/см <sup>2</sup> )	31 (310)	33 (330)	34,5 (345)	36 (360)	38 (380)

Начальный модуль упругости бетона для сооружений I класса следует уточнять экспериментальными исследованиями.

Модуль сдвига бетона принимается  $G = 0,4E_b$ .

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона  $\mu$  принимается равным 0,15.

Объемная масса (плотность) тяжелого бетона при отсутствии опытных данных может приниматься в пределах 2,3—2,5 т/м<sup>3</sup>.

## 3.2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРИГОТОВЛЕНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО БЕТОНА

### 3.2.1. ЦЕМЕНТЫ

Для гидротехнического бетона применяются следующие виды цементов: портландцемент и его разновидности — с умеренной экзотермией, пластифицированный гидрофобный, сульфатостойкий, шлакопортландцемент, пуццолановый портландцемент, сульфатостойкий пуццолановый портландцемент. Технические требования к цементам устанавливаются ГОСТ 10178-76.

По механической прочности цементы подразделяются на марки: 300, 400, 500, 550, 600.

Назначение вида цемента производится с учетом зональной разбивки сооружения по маркам бетона и степени массивности конструкций. Для подводного и подземного бетона, бетона внутренней зоны может применяться любой из перечисленных цементов, но преимущественно шлакопортландцемент и пуццолановый портландцемент, а также портландцемент и шлакопортландцемент с добавкой золы-уноса. Для бетона зоны переменного уровня воды применяют портландцемент умеренной экзотермии, сульфатостойкий, пластифицированный и гидрофобный портландцемент, а для надводной зоны выше зоны переменного уровня воды — портландцемент, пластифицированный и гидрофобный портландцемент. При обосновании для массивного бетона, находящегося выше уровня воды, может применяться шлакопортландцемент.

Специальные технические требования на цемент, устанавливающие оптимальный минералогический состав клинкера, тонкость помола, вид минеральных добавок и их оптимальное содержание, следует разрабатывать при применении цемента для бетона сооружений с объемом бетонных работ более 250 тыс. м<sup>3</sup> плотин I—III классов, а также других ответственных сооружений, в частности, работающих в суровых и особо суровых климатических условиях, где специфика работы требует более жесткой регламентации состава поставляемого цемента.

### 3.2.2. ПЕСОК

Для гидротехнического бетона применяются природные или обогащенные смеси зерен твердых и плотных каменных пород или искусственные смеси, полученные дроблением таких пород. По крупности зерен пески разделяют на три фракции: крупный — модуль крупности  $M_{кр} > 3,5 - 2,5$ ; средний —  $M_{кр} > 2,5 - 2,0$  и мелкий —  $M_{кр} < 2,0 - 1,5$ . При применении мелких песков необходимо добавлять в бетонную смесь поверхностно-активные вещества (воздухововлекающие или пластифицирующие).

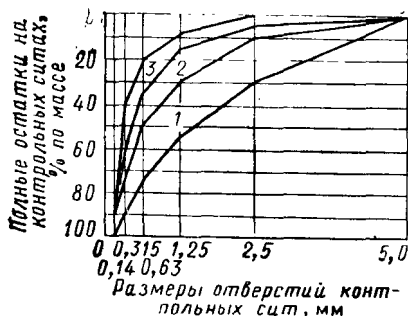


Рис. 3.1. Зерновой состав песков, допускаемых к применению для гидротехнического бетона:

1 — крупные пески; 2 — средние пески; 3 — мелкие пески

Таблица 3.5. Допускаемое содержание вредных примесей в песке

Примеси	Для бетона		
	зоны переменного уровня воды	подводного и внутренней зоны	надводного
Глина, ил и мелкие пылевидные фракции, % по массе, не более:	2	5	3
В том числе глины, % по массе, не более	0,5	2	2
Органические примеси, определяемые методом окрашивания	Окраска жидкости не темнее цвета эталона по ГОСТ 8735-75		
Сернокислые и сернистые соединения в пересчете на $SO_3$ , % по массе, не более	1	1	1
Опал и другие аморфные изменения кремнезема	На стадии изысканий карьеров требуется исследовать песок на содержание в нем этих примесей, потенциально способных вступать в реакцию со щелочами цемента		
Слюда, % по массе, не более	1	3	2

Примечание. Для бетона конструкций толщиной менее 1 м, находящихся в зоне переменного уровня воды, содержание в песке глины, ила и мелких пылевидных фракций, определяемых отмучиванием, допускается не более 1% по массе.

Зерновой состав песка для гидротехнического бетона согласно ГОСТ 10268-80 должен находиться в пределах, показанных на рис. 3.1. Допускаемое содержание вредных примесей в песке приведено в табл. 3.5.

### 3.2.3. КРУПНЫЙ ЗАПОЛНИТЕЛЬ

Для гидротехнического бетона в качестве крупного заполнителя применяются гравий, щебень и щебень из гравия. Крупный заполнитель для обеспечения его зернового состава рекомендуется делить на следующие фракции:

- при  $D_{max} = 20$  мм — на две фракции: 5—10 и 10—20 мм;
- при  $D_{max} = 40$  мм — на три фракции: 5—10, 10—20 и 20—40 мм;
- при  $D_{max} = 70$  мм — на четыре фракции: 5—10, 10—20, 20—40 и 40—70 мм;
- при  $D_{max} = 120$  мм — на пять фракций: 5—10, 10—20, 20—40, 40—70 и 70—120 мм.

Допускается применение гравия и щебня фракций 5—15, 15—30, 30—60 и 60—120 мм на отдельных объектах энергетического строительства по согласованию с Минэнерго СССР.

Заполнители с крупностью зерен более 120 мм могут применяться при технико-экономическом обосновании.

Требования в отношении допустимого содержания вредных примесей в крупном заполнителе приведены в табл. 3.6, требования к физико-механическим свойствам крупного заполнителя — в табл. 3.7.

Морозостойкость щебня и гравия для бетона гидротехнических сооружений должна быть не менее при средней температуре наиболее холодного месяца:

от 0 до $-10^{\circ}C$	Мрз 100
от $-10$ до $-20^{\circ}C$	Мрз 200
ниже $-20^{\circ}C$	Мрз 300

Таблица 3.6. Допускаемое содержание вредных примесей в крупном заполнителе

Примеси	Для бетона	
	зоны переменного уровня воды и надводного	подводного и внутренней зоны
<p>Глина, ил и мелкие пылевидные фракции, определяемые отмучиванием, % по массе, не более</p> <p>Органические примеси</p> <p>Серноокислые и сернистые соединения в пересчете на SO<sub>3</sub>, % по массе, не более</p> <p>Опал, опаловидные породы и другие минералы</p>	1	2
	<p>Окраска не темнее эталона по ГОСТ 8269-76</p> <p>0,5</p>	<p>0,5</p>
	<p>На стадии изысканий карьеров необходимо исследовать заполнители на содержание в них примесей, способных вступать в реакцию со щелочами цемента</p>	

Таблица 3.7. Требования к физико-механическим свойствам крупного заполнителя

Показатели	Для бетона	
	зоны переменного уровня воды	подводного, внутренней зоны и надводного
<p>Марка щебня по прочности, МПа (кгс/см<sup>2</sup>), не ниже:</p> <p>из изверженных пород</p> <p>из осадочных пород</p> <p>из гравия</p>	<p>100 (1000)</p> <p>80 (800)</p> <p>Др-8</p>	<p>80 (800)</p> <p>60 (600)</p> <p>Др-12</p>
<p>Отношение марки щебня по прочности к марке бетона, %:</p> <p>из изверженных и метаморфических пород</p> <p>из осадочных пород</p>	<p>300</p> <p>250</p>	<p>250</p> <p>200</p>
<p>Плотность зерен породы, включая поры, г/см<sup>3</sup>, не менее</p>	2,5	2,3
<p>Водопоглощение для щебня, %, не более:</p> <p>из изверженных и метаморфизованных пород</p> <p>из осадочных пород</p>	<p>0,5</p> <p>1</p>	<p>0,8</p> <p>2</p>
<p>Содержание зерен слабых пород в щебне и гравии</p>	5	10

Для бетонов гидротехнических сооружений с маркой по морозостойкости  $M_{рз}$  300 и выше, эксплуатируемых в зоне переменного уровня воды, применение гравия в качестве крупного заполнителя не допускается.

### 3.2.4. ВОДА

Вода для промывки заполнителей и приготовления бетона не должна содержать примесей, препятствующих нормальному схватыванию и твердению бетона и способствующих коррозии арматуры.

Не допускается применять болотные, сточные воды; загрязненные примесями (соли, кислоты, масла и т. п.); воды, имеющие водородный показатель pH менее 4.

## 3.3. АРМАТУРА

### 3.3.1. ВИДЫ АРМАТУРЫ

Виды арматурных сталей, применяемые для армирования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, приведены в табл. 3.8, область их применения в табл. 3.9, сокращенный сортамент арматурной стали для объектов энергетического строительства в табл. 3.10.

Таблица 3.8. Виды арматурных сталей

Наименование и класс арматурной стали	ГОСТ и технические условия	Условное обозначение	Рекомендуемое использование
Сталь горячекатаная гладкая класса А-I	ГОСТ 5781-81	AI	Монтажная, конструктивная, расчетная арматура
Сталь горячекатаная периодического профиля: класса А-II	ГОСТ 5781-81	AII	Расчетная и конструктивная арматура Расчетная арматура
класса А-III	ГОСТ 5781-81	AIII	
Холоднотянутая арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I	ТУ 14-4-659-75	ВрI	Расчетная и конструктивная арматура

### 3.3.2. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Нормативные и расчетные сопротивления основных видов арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений, в зависимости от класса арматуры принимаются по табл. 3.11.

Коэффициенты условий работы арматуры  $m_a$  приведены в табл. 3.12.

Коэффициент условий работы арматуры для расчетов по предельным состояниям второй группы принимается равным единице.

Т а б л и ц а 3.9. Области применения основных видов арматурных сталей

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций																	
				Статические нагрузки					Динамические и многократно повторяющиеся нагрузки												
				В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре					В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре										
					до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно	ниже минус 70°С включительно		до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно	ниже минус 70°С включительно						
Стержневая горячекатаная гладкая (ГОСТ 5781-81)	А-I	Ст3сп3	6—40	+	+	+	+	+ <sup>1</sup>	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
		Ст3пс3	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		Ст3кп3	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3сп2	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс2	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3кп2	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая горячекатаная периодического профиля (ГОСТ 5781-81)	А-II	ВСт5сп2	10—40	+	+	+	+	+ <sup>1</sup>	+ <sup>1</sup>	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
		ВСт5пс2	10—16	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт5пс2	18—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		18Г2С	40—80	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	А-III	10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		35ГС	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		25Г2С	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		25Г2С	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Холоднотянутая арматурная проволока периодического профиля	Вр-1	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		

<sup>1</sup> Допускается применять только в вязаных каркасах.

Примечание. Знак «+» означает допускается, знак «-» — не допускается.

Таблица 3.10. Сокращенный сортамент горячекатаной арматурной стали для объектов энергетического строительства

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I	А-II	А-III
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	+		+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+		+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	+
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	+
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	+
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466		+	+
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853		+	+
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834		+	+
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,310		+	+
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990		+	+
40	12,566	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	9,865		+	+
50	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	15,410		+	
60	28,270	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89	226,16	254,43	22,190		+	

Примечание. Знаком «+» обозначены рекомендуемые к применению диаметры арматуры.

Таблица 3.11. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^H$ и расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы $R_{aII}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		
		растяжению		сжатию $R_{a.c}$
		продольной, поперечной (хомуты и отгибы) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_a$	поперечной (хомуты и отгибы) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	
Стержневая арматура классов:				
А-I	240 (2400)	230 (2300)	180 (1800)	230 (2300)
А-II	300 (3000)	285 (2850)	222 (2220)	285 (2850)
А-III диаметр, мм:				
6—8	400 (4000)	360 (3600)	290 (2900)*	360 (3600)
10—40	400 (4000)	375 (3750)	300 (3000)*	375 (3750)



Продолжение табл. 3.11

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^H$ и расчетные со- противления рас- тяжению для предельных состояний второй группы $R_{aII}$ МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		
		растяжению		сжатие $R_{ac}$
		продольной, поперечной (хо- мутов и отгибов) при расчете на- клонных сечений на действие изгибающего момента $R_{ax}$	поперечной (хо- мутов и отгибов) при расчете на- клонных сечений на действие поперечной силы $R_{ax}$	
Проволочная ар- матура класса Вр-1 диаметром, мм:				
3	420 (4200)	385 (3850)	$\frac{310 (3100)}{320 (3200)}$	385 (3850)
4	415 (4150)	375 (3750)	$\frac{300 (3000)}{310 (3100)}$	375 (3750)
5	405 (4050)	370 (3700)	$\frac{295 (2950)}{305 (3050)}$	370 (3700)

\* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых мень-  
ше 1/3 диаметра продольных стержней, значение  $R_{ax}$  принимается равным 250 МПа  
(2500 кгс/см<sup>2</sup>) для диаметров 6—8 мм и 260 МПа (2600 кгс/см<sup>2</sup>) для диаметров 10—40 мм.

Примечания: 1. Значения  $R_{ax}$  в числителе даны для случая применения прово-  
лочной арматуры класса Вр-1 в сварных каркасах, в знаменателе — в вязаных.

2. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значение  $R_{ac}$  принимается равным  
дулю.

Таблица 3.12. Коэффициенты условий работы ненапрягаемой арматуры

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Коэффициенты $m_a$	
	условное обозначение	значение
Многочасовое повторение нагрузки Железобетонные элементы, содержащие в поперечном сечении стержней рабо- чей арматуры: менее 10 10 и более	$m_{a1}$	Определяется по (3.4)
	$m_{a2}$	
Сталежелезобетонные конструкции (от- крытые и подземные)	$m_{a3}$	1,1 1,15 0,8

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно,  
в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы принимаются по соответ-  
ствующим нормативным документам (например, для арочных плотин должен учитываться  
коэффициент  $m_{ar}$ , см. § 7.4.2).

3. Коэффициенты условий работы  $m_{a2}$  для сооружений III и IV классов принимаются  
уменьшенными на 0,05.

4. При расчете железобетонных элементов сооружений I и II классов рекомендуется  
принимать коэффициент условий работы арматуры  $m_{a2}=1,1$  независимо от количества  
стержней в поперечном сечении.

Расчетные сопротивления ненапрягаемой растянутой стержневой арматуры  $R'_a$  при расчете железобетонных конструкций на выносливость определяются по формуле

$$R'_a = m_{a1} R_a, \quad (3.3)$$

где  $m_{a1}$  — коэффициент условий работы;

$$m_{a1} = \frac{1,8 k_0 k_d k_c}{1 - \rho_a \left( 1 - \frac{k_0 k_d k_c}{1,8} \right)}, \quad (3.4)$$

где  $k_0$  — коэффициент, учитывающий класс арматуры, соответственно для А-I, А-II, А-III  $k_0$  равен: 0,44; 0,32; 0,28;  $k_d$  — коэффициент, учитывающий диаметр арматуры, соответственно для диаметров 20; 30; 40 и 60 мм  $k_d$  равен 1; 0,9; 0,85; 0,8;  $k_c$  — коэффициент, учитывающий тип сварного соединения (табл. 3.13);  $\rho_a = \frac{\sigma_{a \min}}{\sigma_{a \max}}$  — коэффициент асимметрии цикла,  $\sigma_{a \min}$  и  $\sigma_{a \max}$  — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в растянутой арматуре.

Таблица 3.13

Тип сварного соединения стержневой арматуры	Значение коэффициента
Контактное стыковое по ГОСТ 14098-68 и ГОСТ 19293-73 типов:	
КС-М (с механической зачисткой)	1
КС-О (без механической зачистки)	0,8
Стыковое, выполненное способом ванной одноэлектродной сварки на стальной подкладке при ее длине:	
5 диаметров и более наименьшего из стыкуемых стержней	0,8
1,5—3 диаметра наименьшего из стыкуемых стержней	0,6
Стыковое с парными симметричными накладками по ГОСТ 19293-73	0,55

Примечание. Для арматуры, не имеющей сварных стыковых соединений, значение  $k_c$  принимается равным единице.

Модуль упругости арматуры  $E_a$ , МПа (кгс/см<sup>2</sup>), принимается в зависимости от класса арматуры:

Стержневая арматура класса:	
А-I, А-II	210 000 (2 100 000)
А-III, А-IV	200 000 (2 000 000)
Арматурная проволока класса Вр-I	170 000 (1 700 000)

При расчете железобетонных конструкций на выносливость неупругие деформации в сжатой зоне бетона следует учитывать снижением модуля упругости бетона, принимая коэффициенты приведения арматуры к бетону  $n'$  в зависимости от проектной марки бетона:

Проектная марка бетона	M200	M250	M300	M350	M400	M500	M600
Коэффициент приведения $n'$	25	23	20	18	15	10	10

Температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения при выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также для закладных деталей должны учитываться согласно табл. 3.9.

При возведении в условиях расчетной зимней температуры наружного воздуха ниже минус  $40^{\circ}\text{C}$  конструкций с арматурой, допускаемой для использования только в отопляемых зданиях, должна быть обеспечена несущая способность конструкции на стадии ее возведения, если принимать расчетное сопротивление арматуры с коэффициентом 0,7 и расчетную нагрузку с коэффициентом перегрузки  $n = 1$ .

Для подъемных петель сборных железобетонных и бетонных конструкций должна применяться горячекатаная арматурная сталь: класса А-I марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2, класса А-II марки ЮГТ.

Если возможен монтаж конструкций при расчетной зимней температуре ниже минус  $40^{\circ}\text{C}$ , то применение для подъемных петель стали марки ВСтЗпс2 не допускается.

## Глава 4

# БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### Основные обозначения

Усилия от внешних нагрузок и воздействий  
в поперечном сечении элемента

- $M$  — изгибающий момент;
- $N$  — продольная сила;
- $Q$  — поперечная сила;
- $M_K$  — крутящий момент.

### Характеристики материалов

$R_{пр}$  и  $R_{пр II}$  — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_p$  и  $R_{p II}$  — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_a$  — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы:

- а) продольной;
- б) поперечной — при расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента;

$R_{a,x}$  — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению для предельных состояний первой группы при расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы;

$R_{a,c}$  — расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

$R_{a II}$  — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний второй группы;

$E_b$  — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

$E_a$  — модуль упругости арматуры;

$n$  — отношение соответствующих модулей упругости арматуры  $E_a$  и бетона  $E_b$ .

### Х а р а к т е р и с т и к и п о л о ж е н и я п р о д о л ь н о й а р м а т у р ы в п о п е р е ч н о м с е ч е н и и э л е м е н т а

$A$  — обозначение продольной арматуры:

а) для изгибаемых элементов — расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий;

б) для сжатых элементов — расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий или у наименее сжатой стороны сечения;

в) для внецентренно-растянутых элементов — наименее удаленной от точки приложения внешней продольной силы; для центрально-растянутых элементов — всей в поперечном сечении элемента.

$A'$  — обозначение продольной арматуры:

а) для изгибаемых элементов — расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий;

б) для сжатых элементов — расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий или у наиболее сжатой стороны сечения;

в) для внецентренно-растянутых элементов — наиболее удаленной от точки приложения внешней продольной силы.

### Г е о м е т р и ч е с к и е х а р а к т е р и с т и к и

$b$  — ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового или двутаврового сечения;

$b_{\Pi}$  и  $b'_{\Pi}$  — ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

$h$  — высота прямоугольного, таврового или двутаврового сечения;

$h_{\Pi}$ ,  $h'_{\Pi}$  — высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

$a$ ,  $a'$  — расстояние от равнодействующей усилий соответственно в арматуре  $A$  и  $A'$  до ближайшей грани сечения;

$h_0$ ,  $h'_0$  — рабочая высота сечения ( $h_0 = h - a$ ;  $h'_0 = h - a'$ );

$x$  — высота сжатой зоны сечения (бетона);

$\xi$  — относительная высота сжатой зоны, равная  $x/h_0$ ;

$e_0$  — эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения;

$e$ ,  $e'$  — расстояние от точки приложения продольной силы  $N$  соответственно до равнодействующей усилий в арматуре  $A$  и  $A'$ ;

$d$  — номинальный диаметр арматурных стержней;

$F$  — площадь всего бетона в поперечном сечении;

$F_{\text{сж}}$  — площадь сечения сжатой зоны бетона;

$F_{\Pi}$  — площадь приведенного поперечного сечения элемента;

$J_{\Pi}$  — момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести;

$W_p$ ,  $W_c$  — момент сопротивления соответственно для растянутой и сжатой грани;

$F_a$  — площадь сечения продольной арматуры  $A$ ;

$F'_a$  — площадь сечения продольной арматуры  $A'$ ;

$S_{\text{сж}}$  — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре  $A$ ;

$S_a$ ,  $S'_a$  — статические моменты площади сечения всей продольной арматуры относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий соответственно в арматуре  $A$  и  $A'$ .

## 4.1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Бетонные конструкции рассчитывают:

а) по предельным состояниям первой группы — по несущей способности — на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции;

б) по предельным состояниям второй группы — по образованию трещин с учетом температурно-влажностных воздействий.

Железобетонные конструкции рассчитывают:

а) по предельным состояниям первой группы — по несущей способности — на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции, а также на выносливость в случае многократно повторяющейся нагрузки;

б) по предельным состояниям второй группы — по деформациям в случаях, когда величина перемещений может ограничить возможность нормальной эксплуатации конструкции или находящихся на ней механизмов; по образованию трещин в случаях, когда по условиям нормальной эксплуатации сооружения не допускается образование трещин; по раскрытию трещин.

Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по предельным состояниям первой группы при всех сочетаниях нагрузок и воздействий и по предельным состояниям второй группы — только при основном сочетании нагрузок и воздействий, за исключением расчета на температурные и влажностные воздействия.

Бетонные и железобетонные конструкции, в которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении (гравитационные и арочные плотины, контрфорсы, толстые плиты, балки-стенки и пр.), рассчитываются методами теории упругости (см. § 1.3) с учетом в необходимых случаях неупругих деформаций и трещин в бетоне или методом сопротивления материалов (см. § 1.8).

Сжимающие напряжения в бетонных и железобетонных конструкциях при расчетных нагрузках не должны превышать соответствующих расчетных сопротивлений бетона, а растягивающие усилия в сечении при напряжениях в бетоне, превышающих его расчетные сопротивления, должны быть полностью восприняты арматурой, если выход из работы растянутой зоны бетона может привести к потере несущей способности элемента; при этом принимаются соответствующие расчетные коэффициенты  $k_n$ ,  $n_c$ ,  $m_b$  и  $m_a$  (см. § 2.2.2, 3.1.3, 3.3.2).

Жесткость элементов конструкций при определении усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, вызванных температурными воздействиями или осадкой опор, а также при определении реактивного давления грунта, определяется с учетом образования трещин и ползучести бетона.

В предварительных расчетах жесткость при изгибе и растяжении нетрещиностойких элементов принимается равной 0,4 величины жесткости, определяемой при начальном модуле упругости бетона.

## 4.2. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### Изгибаемые элементы

Расчет бетонных изгибаемых элементов производится по формуле

$$k_n n_c M \leq m_h m_b R_p W_T, \quad (4.1)$$

где  $m_h$  — коэффициент, зависящий от высоты сечения  $h$  (табл. 4.1);  $W_T$  — момент сопротивления для растянутой грани сечения; определяемый с учетом неупругих свойств бетона по формуле

$$W_T = \gamma W_p; \quad (4.2)$$

$\gamma$  — коэффициент, характеризующий сечение (табл. 4.2);  $W_p$  — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый как для упругого материала.

Расчетная схема показана на рис. 4.1.

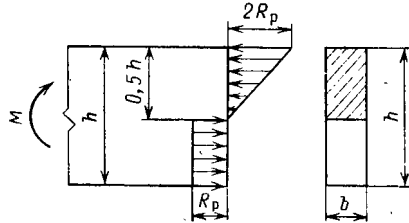


Рис. 4.1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого бетонного элемента прямоугольного сечения

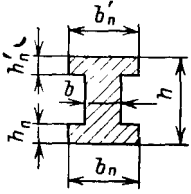
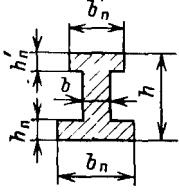
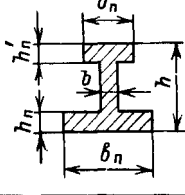
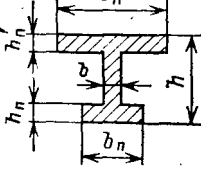
Таблица 4.1

Высота сечения $h$ , см	100 и менее	Более 100
Коэффициент $m_h$	1	$0,9 + 10/h$

Таблица 4.2

Поперечное сечение	Форма поперечного сечения	$\gamma$
Прямоугольное		1,75
Тавровое с полкой в сжатой зоне		1,75
Тавровое с полкой в растянутой зоне при: $b_n/b \leq 2$ $b_n/b > 2$ и $h_n/h \geq 0,2$ $b_n/b > 2$ и $h_n/h < 0,2$		1,75 1,75 1,5

Продолжение табл. 4.2

Поперечное сечение	Форма поперечного сечения	$\gamma$
Двухавтовое симметричное (коробчатое) при: $b_{\Pi}/b = b'_{\Pi}/b \leq 2$ $2 < b_{\Pi}/b = b'_{\Pi}/b \leq 6$ $b_{\Pi}/b = b'_{\Pi}/b > 6$ и $h_{\Pi}/h = h'_{\Pi}/h \geq 0,2$ $6 < b_{\Pi}/b = b'_{\Pi}/b \leq 15$ и $h_{\Pi}/h = h'_{\Pi}/h < 0,2$ $b_{\Pi}/b = b'_{\Pi}/b > 15$ и $h_{\Pi}/h = h'_{\Pi}/h < 0,1$		1,75 1,5 1,5 1,25 1,1
Двухавтовое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_{\Pi}/b \leq 3$ , при: $b_{\Pi}/b \leq 2$ $2 < b_{\Pi}/b \leq 6$ $b_{\Pi}/b > 6$ и $h_{\Pi}/h > 0,1$		1,75 1,5 1,5
Двухавтовое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b'_{\Pi}/b < 8$ , при: $b_{\Pi}/b \leq 4$ $b_{\Pi}/b > 4$ и $h_{\Pi}/h \geq 0,2$ $b_{\Pi}/b > 4$ и $h_{\Pi}/h < 0,2$		1,5 1,5 1,25
Двухавтовое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_{\Pi}/b \geq 8$ , при: $h_{\Pi}/h > 0,3$ $h_{\Pi}/h \leq 0,3$		1,5 1,25

### Внецентренно-сжатые элементы

Влияние прогиба на несущую способность внецентренно-сжатых элементов учитывается умножением предельного усилия, воспринимаемого сечением, на коэффициент  $\varphi$ , принимаемый по табл. 4.3.

Внецентренно-сжатые бетонные элементы, не подверженные действию агрессивной воды и не воспринимающие напор воды, рассчитываются без учета сопротивления растянутой зоны сечения в предположении прямоугольной эпюры сжимающих напряжений (рис. 4.2, а) по формуле

$$k_n n_c N \leq \varphi m_b R_{пр} F_b, \quad (4.3)$$

Таблица 4.3

Сечение прямоугольной формы при $l_0/b$	Сечение произвольной формы $l_0/r$	Коэффициент $\varphi$
< 4	< 14	1,00
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86

Примечание.  $l_0$  — расчетная длина элемента, принимаемая в соответствии с рис. 1.30;  $b$  — наименьший размер прямоугольного сечения;  $r$  — наименьший радиус инерции.

при условии  $e_0 \leq 0,9y$ . Здесь  $F_b$  — площадь сечения сжатой зоны бетона, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения равнодействующей внешних сил.

Прямоугольные сечения рассчитываются по формуле

$$k_H n_c N \leq 2b(0,5h - e_0) \varphi m_b R_{пр}. \quad (4.4)$$

Внецентренно-сжатые бетонные элементы, подверженные действию агрессивной воды или воспринимающие напор воды, рассчитываются без учета сопротивления растянутой зоны сечения в предположении треугольной эпюры сжимающих напряжений (рис. 4.2, б), при этом краевое сжимающее напряжение  $\sigma$  должно удовлетворять условию

$$\sigma \leq \frac{\varphi m_b R_{пр}}{k_H n_c}. \quad (4.5)$$

Прямоугольные сечения рассчитываются по формуле

$$k_H n_c \frac{2N}{3b(0,5h - e_0)} \leq \varphi m_b R_{пр}. \quad (4.6)$$

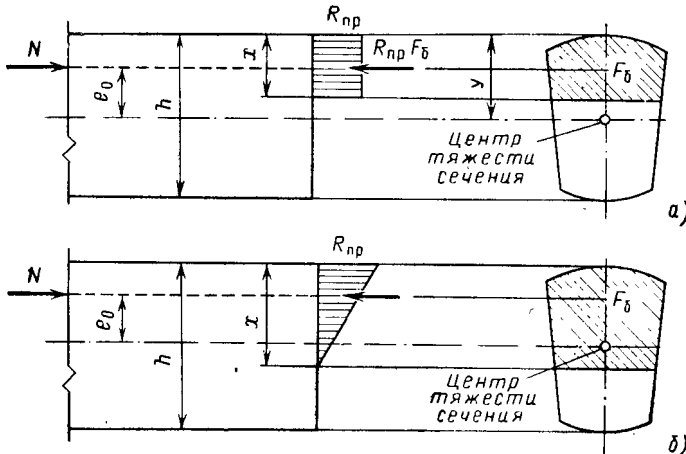


Рис. 4.2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого бетонного элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны



При учете сопротивления растянутой зоны сечения расчет ведется по формулам:

$$k_H n_c \left( \frac{M}{W_p} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \gamma m_b m_b R_p; \quad (4.7)$$

$$k_H n_c \left( 0,8 \frac{M}{W_c} + \frac{N}{F} \right) \leq \varphi m_b R_{пр}, \quad (4.8)$$

где  $W_p$  и  $W_c$  — моменты сопротивления для растянутой и сжатой грани сечения.

### 4.3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ

#### 4.3.1. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

##### Изгибаемые элементы

Изгибаемые элементы симметричной формы относительно плоскости действия изгибающего момента (рис. 4.3, а) рассчитываются по формулам:

$$k_H n_c M \leq m_b R_{пр} S_b + m_a R_{a.c} S_a; \quad (4.9)$$

$$m_a R_n F_a - m_a R_{a.c} F'_a - m_b R_{пр} F_b; \quad (4.10)$$

при этом должно соблюдаться условие  $\xi \cdot h_0 \leq \xi_R$ . Значения  $\xi_R$  принимаются по табл. 4.4.

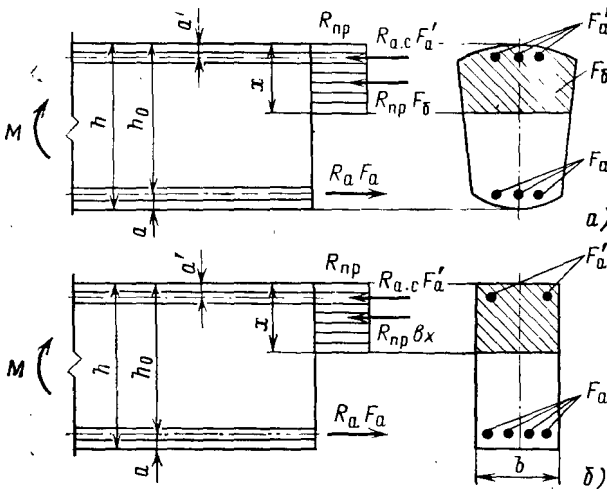


Рис. 4.3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Таблица 4.4

Класс арматуры	Граничные значения $\xi_R$ при марке бетона		
	М 150 и менее	М 200 — М 300	М 350 и более
А-I	0,7	0,65	0,6
А-II, А-III, В-I, ВР-I	0,65	0,6	0,5

Изгибаемые элементы прямоугольного сечения (рис. 4.3, б) при  $\xi \leq \xi_R$  рассчитываются по формулам:

$$k_H n_c M \leq m_b R_{пр} b x (h_0 - 0,5x) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'); \quad (4.11)$$

$$m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a = m_b R_{пр} b x; \quad (4.12)$$

при  $\xi > \xi_R$  по тем же формулам, если принимать  $x = \xi_R h_0$ .

Сжатая арматура учитывается в расчете только при  $x \geq 2a'$ .

• Определение количества продольной арматуры

Высота сжатой зоны сечения определяется из условия (4.11) при  $F'_a = 0$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_H n_c M}{m_b R_{пр} b}}. \quad (4.13)$$

Далее возможны следующие схемы расчета.

1. Для сечения с одиночной арматурой площадь растянутой арматуры  $F_a$  определяется по формуле

$$F_a = \frac{m_b R_{пр} b}{m_a R_a} x. \quad (4.14)$$

2. Если  $x < 2a'$  и  $\xi < \xi_R$ , то сжатая арматура в расчете не учитывается и расчет производится как для сечения с одиночной арматурой при  $F'_a = 0$  по (4.14).

3. Если  $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$ , то при известной площади сжатой арматуры  $F'_a$  высота сжатой зоны бетона уточняется

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[k_H n_c M - m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a')]}{m_b R_{пр} b}}. \quad (4.15)$$

Площадь сечения растянутой продольной арматуры  $F_a$  определяется из условия (4.12):

$$F_a = \frac{m_b R_{пр} b x + m_a R_{a.c} F'_a}{m_a R_a}. \quad (4.16)$$

Если высота сжатой зоны  $x$ , определенная по (4.15),  $x < 2a'$ , или если сечение  $F'_a$  неизвестно или равно  $F_a$  (симметричное армирование), то продольную арматуру допускается определять по формуле

$$F_a = \frac{k_H n_c M}{m_a R_a (h_0 - a')}. \quad (4.17)$$

4. Если  $x > \xi_R h_0$ , то необходимо либо увеличить сечение, либо повысить марку бетона, либо поставить сжатую арматуру в количестве

$$F'_a = \frac{k_n n_c M - m_b R_{пр} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2}{m_a R_{a.c} (h_0 - a')} \quad (4.18)$$

Растянутая арматура определяется по формуле

$$F_a = \frac{m_b R_{пр} \xi_R b h_0 + m_a R_{a.c} F'_a}{m_a R_a} \quad (4.19)$$

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

1. При  $x \leq \xi_R h_0$  [ $x$  определяется из условия (4.12) при  $F'_a = 0$ ] должно выполняться условие

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} b x (h_0 - 0,5x). \quad (4.20)$$

2. При  $x > \xi_R h_0$

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2. \quad (4.21)$$

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой

1. При  $x \leq \xi_R h_0$  [ $x$  определяется из условия (4.12) при  $F'_a \neq 0$ ] должно выполняться условие (4.11).

2. При  $x > \xi_R h_0$

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'). \quad (4.22)$$

3. При  $x \leq 0$  — условие (4.17), представленное в виде

$$k_n n_c M \leq m_a R_a F_a (h_0 - a'). \quad (4.17a)$$

При невыполнении условий (4.11), (4.22) и (4.17a) необходимо увеличить сечение или повысить марку бетона.

Изгибаемые элементы таврового и двутаврового сечения

1. Если граница сжатой зоны проходит в пределах полки (рис. 4.4, а), т. е. соблюдается условие

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} b'_п h'_п (h_0 - 0,5 h'_п), \quad (4.23)$$

то расчет производится как для прямоугольного сечения с шириной  $b = b'_п$  по (4.11) и (4.12).

2. Если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 4.4, б), т. е. условие (4.23) не выполняется, то расчет производится по формулам

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} b x (h_0 - 0,5x) + m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0,5 h'_п) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'); \quad (4.24)$$

$$m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a = m_b R_{пр} [b x + (b'_п - b) h'_п]. \quad (4.25)$$

Ширина сжатой полки  $b'_п$ , вводимая в расчет, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более  $1/6$  пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер  $— 1/2$  расстояния в свету между продольными ребрами;

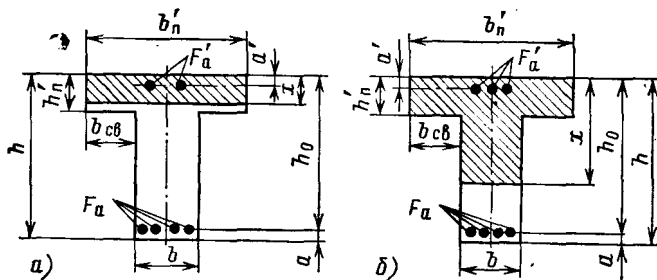


Рис. 4.4. Форма сжатой зоны в поперечном сечении таврового железобетонного элемента со сжатой полкой

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами и  $h'_n < 0,1h - 6h'_n$ ;

в) при консольных свесах полки: при  $h'_n > 0,1h - 6h'_n$ ; при  $0,05h \leq h'_n < 0,1h - 3h'_n$ ; при  $h'_n < 0,05h$  — свесы не учитываются.

При переменной высоте свесов расчетная высота полки  $h'_n$  принимается равной средней высоте свесов.

#### Определение количества продольной арматуры

Высота сжатой зоны бетона при одиночной арматуре вычисляется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_n n_c M}{m_b R_{np} b} + \frac{2h'_n (b'_n - b)(h_0 - 0,5h'_n)}{b}} \quad (4.26)$$

1. При  $x \leq \xi_R h_0$

$$F_a = \frac{m_b R_{np} bx + m_b R_{np} h'_n (b'_n - b)}{m_a R_a} \quad (4.27)$$

2. При  $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$  и неизвестной площади сечения сжатой арматуры  $F'_a$

$$F_a = \frac{k_n n_c M}{m_a R_a (h_0 - 0,5h'_n)} \quad (4.28)$$

3. При заданной площади сечения сжатой арматуры  $F'_a$  высота сжатой зоны вычисляется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_n n_c M}{m_b R_{np} b} + \frac{2h'_n (b'_n - b)(h_0 - 0,5h'_n)}{b} + \frac{2m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{m_b R_{np} b}}; \quad (4.29)$$

при  $x \leq \xi_R h_0$

$$F_a = \frac{m_b R_{np} [bx + (b'_n - b)h'_n] + m_a R_{a.c} F'_a}{m_a R_a} \quad (4.30)$$

4. Если  $x > \xi_R h_0$ , то необходимо либо увеличить сечение, либо повысить марку бетона, либо поставить сжатую арматуру в количестве

$$F'_a = \frac{k_n n_c M - m_b R_{пр} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 - m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0,5 h'_п)}{m_a R_{a.c} (h_0 - a')} \quad (4.31)$$

и уточнить в последнем случае площадь растянутой арматуры по (4.30) при  $x = \xi_R h_0$ .

Проверка прочности элементов таврового и двутаврового сечения с одиночной арматурой

1. При  $m_a R_a F_a \leq m_b R_{пр} b'_п h'_п$  должны выполняться условия (4.12) и (4.20), как для прямоугольного сечения при  $b = b'_п$ .

2. При  $m_a R_a F_a > m_b R_{пр} b'_п h'_п$  в зависимости от высоты сжатой зоны бетона

$$x = \frac{m_a R_a F_a - m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п}{m_b R_{пр} b}; \quad (4.32)$$

а) при  $x \leq \xi_R h_0$  должно выполняться условие

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} b x (h_0 - 0,5 x) + m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0,5 h'_п); \quad (4.33)$$

б) при  $x > \xi_R h_0$  — условие

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0,5 h'_п). \quad (4.34)$$

При невыполнении условия (4.34) необходимо увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру.

Проверка прочности элементов таврового и двутаврового сечения с двойной арматурой

1. При  $m_a R_a F_a \leq m_b R_{пр} b'_п h'_п + m_a R_{a.c} F'_a$  должны выполняться условия (4.11), (4.12) (4.17а) и (4.22), как для прямоугольного сечения при  $b = b'_п$ .

2. При  $m_a R_a F_a > m_b R_{пр} b'_п h'_п + m_a R_{a.c} F'_a$  в зависимости от высоты сжатой зоны бетона

$$x = \frac{m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a - m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п}{m_b R_{пр} b}; \quad (4.35)$$

а) при  $x \leq \xi_R h_0$  должно выполняться условие (4.24);

б) при  $x > \xi_R h_0$  — условие

$$k_n n_c M \leq m_b R_{пр} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_b R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0,5 h'_п) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'); \quad (4.36)$$

в) при  $x \leq 0$  — условие (4.17а).

При невыполнении условий (4.24), (4.36), (4.17а) необходимо увеличить сечение или повысить марку бетона.

## Внецентренно-сжатые элементы

Расчет внецентренно-сжатых элементов (рис. 4.5, а) при соблюдении условия  $\xi \leq \xi_R$  производится по формулам:

$$k_n n_c N e \leq m_b R_{np} S_b + m_a R_{a.c} S_a; \quad (4.37)$$

$$k_n n_c N = m_b R_{np} F_b + m_a R_{a.c} F'_a - m_a R_a F_a. \quad (4.38)$$

Внецентренно-сжатые линейные элементы при гибкости  $l_0/r \geq 35$ , а элементы прямоугольного сечения при  $l_0/h \geq 10$  рассчитываются с учетом прогиба как в плоскости эксцентриситета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости.

Расчет из плоскости эксцентриситета продольной силы можно не производить, если гибкость элемента  $l_0/r$  ( $l_0/h$ ) в плоскости эксцентриситета превышает гибкость в нормальной к ней плоскости.

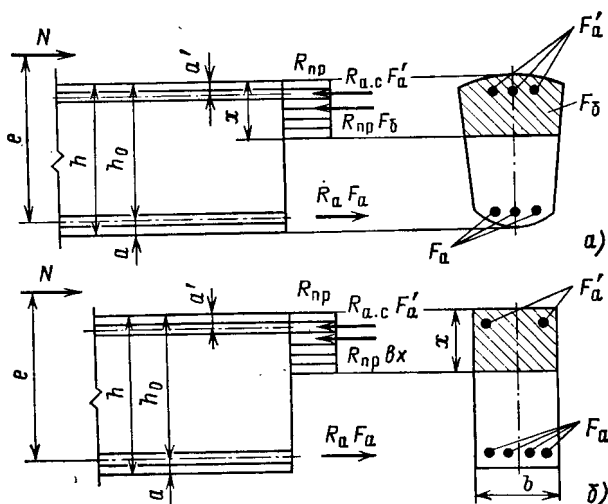


Рис. 4.5. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности:

а — сечение любой формы; б — прямоугольное сечение

Влияние прогиба на прочность учитывается умножением эксцентриситета продольного усилия относительно центра тяжести сечения  $e_0 = M/N$  на коэффициент  $\eta$ , определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{кр}}, \quad (4.39)$$

где  $N_{кр}$  — условная критическая сила:

$$N_{кр} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[ \frac{J}{k_{дл}} \left( \frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + nJ_a \right]; \quad (4.40)$$

$l_0$  определяется в соответствии с рис. 1.30;

$$k_{дл} = 1 + M_1^{нл}/M_1; \quad (4.41)$$

$M_1$  и  $M_1^{пл}$  — моменты относительно оси, проходящей через центр тяжести крайнего ряда арматуры, расположенного у растянутой или наименее сжатой грани соответственно от действия полной нагрузки (постоянной, длительной и кратковременной) и постоянной и длительной нагрузок;  
 $t$  — коэффициент, принимаемый равным  $e_0/h$ , но не менее

$$t_{min} = 0,5 - 0,01l_0/h - 0,001m_6 R_{пр} \quad (4.42)$$

( $R_{пр}$  принимается в кгс/см<sup>2</sup>).

Для прямоугольных сечений

$$N_{кр} = \frac{1,6E_6 bh}{(l_0/h)^2} \left[ \frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right] + n\mu \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2, \quad (4.43)$$

где  $\mu = (F_a + F'_a)/bh$ .

Если  $N > N_{кр}$ , то нужно увеличить сечение элемента.

Влияние прогиба можно не учитывать в следующих случаях:

для сечений любой формы при  $l_0/r < 35$ ;

для сечений прямоугольной формы при  $l_0/h < 10$ ;

для круглых и кольцевых сечений при  $l_0/d < 8$ ;

для тавровых (двутавровых) сечений при  $l_0/h < 35v$ .

Коэффициент  $v$  принимается по табл. 4.5.

Таблица 4.5

$h'_n/h_n$	Значения $v$ при $b'_n/\bar{b}$					
	2	3	5	10	15	20
0,10	0,30	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27
0,20	0,30	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21
0,30	0,30	0,30	0,27	0,23	0,20	0,19
0,40	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19	0,18
0,50	0,27	0,26	0,23	0,20	0,19	—

При расчете из плоскости эксцентриситета продольной силы значение  $e_0$  принимается равным значению случайного эксцентриситета  $e_0^{сл}$ , который в свою очередь в любом случае принимается не менее одного из следующих значений:

1/600 всей длины элемента или длины его части (между точками закрепления элемента), учитываемой в расчете;

1/30 высоты сечения элемента;

1 см.

Внецентренно-сжатые элементы прямоугольного сечения (рис. 4.5, б)

1. При  $\xi \leq \xi_R$

$$k_n n_c Ne \leq m_6 R_{пр} bx (h_0 - 0,5x) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'); \quad (4.44)$$

$$k_n n_c N = m_6 R_{пр} bx + m_a R_{a.c} F'_a - m_a R_a F_a. \quad (4.45)$$

2. При  $\xi > \xi_R$  расчет ведется по (4.44) и по формуле

$$k_H n_c N = m_b R_{np} bx + m_a R_{a.c} F'_a - m_a \sigma_a F_a, \quad (4.46)$$

где для бетона марки М400 и ниже

$$\sigma = \left( 2 \frac{1-x/h_0}{1-\xi_R} - 1 \right) R_a. \quad (4.47)$$

Определение количества продольной арматуры

Высота сжатой зоны бетона вычисляется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_H n_c N e}{m_b R_{np} b}}, \quad (4.48)$$

где  $e = e_0 \eta + h/2 - a$ .

1. При  $x < 2a'$  и  $\xi < \xi_R$  сжатая арматура не требуется, площадь растянутой вычисляется по формуле

$$F_a = \frac{m_b R_{np} bx - k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.49)$$

2. При  $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$  и известной площади сжатой арматуры  $F'_a$  высота сжатой зоны уточняется

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 [k_H n_c N e - m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a')]}{m_b R_{np} b}}, \quad (4.50)$$

площадь растянутой арматуры определяется по формуле

$$F_a = \frac{m_b R_{np} bx + m_a R_{a.c} F'_a - k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.45a)$$

Если  $F'_a$  неизвестна или равна  $F_a$  (сечение с симметричной арматурой), то

$$F_a = \frac{k_H n_c N e'}{m_a R_a (h_0 - a')}, \quad (4.51)$$

где  $e' = e - h_0 + a'$ .

3. При  $x > \xi_R h_0$  нужно повысить марку бетона, увеличить сечение или поставить сжатую арматуру

$$F'_a = \frac{k_H n_c N e - m_b R_{np} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2}{m_a R_{a.c} (h_0 - a')}, \quad (4.52)$$

тогда

$$F_a = \frac{m_b R_{np} \xi_R b h_0 + m_a R_{a.c} F'_a - k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.53)$$

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

1. При  $x \leq \xi_R h_0$  [ $x$  определяется из условия (4.45) при  $F'_a = 0$ ] должно выполняться условие

$$k_H n_c N e \leq m_b R_{np} bx (h_0 - 0,5x). \quad (4.54)$$



2. При  $x > \xi_R h_0$  — условие

$$k_H n_c Ne \leq m_b R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2. \quad (4.55)$$

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой

1. При  $x \leq \xi_R h_0$  [ $x$  определяется из условия (4.45) при  $F'_a \neq 0$ ] должно выполняться условие (4.44)

$$k_H n_c Ne \leq m_b R_{\text{пр}} b x (h_0 - 0,5x) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a').$$

2. При  $x > \xi_R h_0$  — условие

$$k_H n_c Ne \leq m_b R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'). \quad (4.56)$$

Внецентренно-сжатые элементы таврового и двутаврового сечения

1. Если граница сжатой зоны проходит в пределах полки (рис. 4.4, а), т. е. соблюдается условие

$$k_H n_c Ne \leq m_b R_{\text{пр}} b'_n h'_n (h_0 - 0,5 h'_n), \quad (4.57)$$

то расчет производится, как для прямоугольного сечения с шириной  $b = b'_n$ , по формулам (4.44) и (4.45).

2. Если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 4.4, б), т. е. условие (4.57) не выполняется, то расчет производится из условия

$$k_H n_c Ne \leq m_b R_{\text{пр}} b x (h_0 - 0,5x) + m_b R_{\text{пр}} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5 h'_n) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a') \quad (4.58)$$

и условия (4.25), из которого определяется высота сжатой зоны.

Определение количества продольной арматуры

Высота сжатой зоны бетона при одиночной арматуре определяется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_H n_c Ne}{m_b R_{\text{пр}} b} + \frac{2h'_n (b'_n - b) (h_0 - 0,5 h'_n)}{b}}. \quad (4.59)$$

При  $x \leq \xi_R h_0$

$$F_a = \frac{m_b R_{\text{пр}} b x + m_b R_{\text{пр}} h'_n (b'_n - b) - k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.60)$$

Высота сжатой зоны бетона при известной площади сжатой арматуры  $F'_a$  определяется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_H n_c Ne}{m_b R_{\text{пр}} b} + \frac{2h'_n (b'_n - b) (h_0 - 0,5 h'_n)}{b} + \frac{2m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{m_b R_{\text{пр}} b}}; \quad (4.61)$$

при  $x \leq \xi_R h_0$

$$F_a = \frac{m_B R_{\text{пр}} [bx + (b'_n - b) h'_n] + m_a R_{a.c} F'_a - k_H n_c N}{m_a R_a} \quad (4.62)$$

При  $x > \xi_R h_0$  необходимо увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру

$$F'_a = \frac{k_H n_c Ne - m_B R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 - m_B R_{\text{пр}} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5 h'_n)}{m_a R_{a.c} (h_0 - a')} \quad (4.63)$$

Растянутая арматура  $F_a$  при этом определяется по (4.62) при  $x = \xi_R h_0$ .

Проверка прочности элементов таврового и двутаврового сечения с одиночной арматурой

1. При  $k_H n_c N + m_a R_a F_a \leq m_B R_{\text{пр}} b h'_n$  должны выполняться условия (4.54) и (4.55).

2. При  $k_H n_c N + m_a R_a F_a > m_B R_{\text{пр}} b h'_n$  и при  $x \leq \xi_R h_0$

$$k_H n_c Ne \leq m_B R_{\text{пр}} bx (h_0 - 0,5x) + m_B R_{\text{пр}} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5 h'_n); \quad (4.64)$$

при  $x > \xi_R h_0$

$$k_H n_c Ne \leq m_B R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_B R_{\text{пр}} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5 h'_n); \quad (4.65)$$

высота сжатой зоны  $x$  при этом вычисляется по формуле

$$x = \frac{k_H n_c N + m_a R_a F_a - m_B R_{\text{пр}} (b'_n - b) h'_n}{m_B R_{\text{пр}} b} \quad (4.60a)$$

Проверка прочности элементов таврового и двутаврового сечения с двойной арматурой

1. При  $k_H n_c N + m_a R_a F_a \leq m_B R_{\text{пр}} b h'_n + m_a R_{a.c} F'_a$  должны выполняться условия (4.44) и (4.56).

2. При  $k_H n_c N + m_a R_a F_a > m_B R_{\text{пр}} b h'_n + m_a R_{a.c} F'_a$  и при  $x \leq \xi_R h_0$  — условие (4.58); при  $x > \xi_R h_0$  условие, полученное из (4.63):

$$k_H n_c Ne \leq m_B R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_B R_{\text{пр}} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5 h'_n) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'). \quad (4.63a)$$

### Центрально-растянутые элементы

Расчет центрально-растянутых элементов производится по формуле

$$k_H n_c N \leq m_a R_a F_a. \quad (4.66)$$

Сталежелезобетонные оболочки круглых водоводов при действии внутреннего давления воды рассчитываются по формуле

$$k_H n_c N \leq m_a (R_a F_a + R F_0), \quad (4.67)$$

где  $F_0$  и  $R$  — соответственно площадь сечения и расчетное сопротивление растяжению стальной оболочки, принимаемое согласно СНиП II-23-81.

Таблица 4.6

Диаметр трубопровода, мм	700—1500	1600—4000	4200—6800	7000—8500	9000—10 000	10 500—11 000	11 500—12 000	12 500—13 500	14 000
Толщина оболочки, мм	8	10	12	14	16	18	20	22	24

Толщина оболочки принимается минимальной по условиям транспортировки и монтажа (табл. 4.6). Если оболочка минимальной толщины воспринимает 100% и более внутреннего давления, то арматура вокруг трубопровода ставится по конструктивным соображениям.

### Внецентренно-растянутые элементы

Внецентренно-растянутые элементы симметричной формы рассчитываются в зависимости от эксцентриситета продольной силы.

1. При малых эксцентриситетах, если сила  $N$  приложена между равнодействующими усилий в арматуре  $A$  и  $A'$  (рис. 4.6, а), по формулам:

$$k_H n_c N e \leq m_a R_a S_a; \quad (4.68)$$

$$k_H n_c N e' \leq m_a R_a S_a'. \quad (4.69)$$

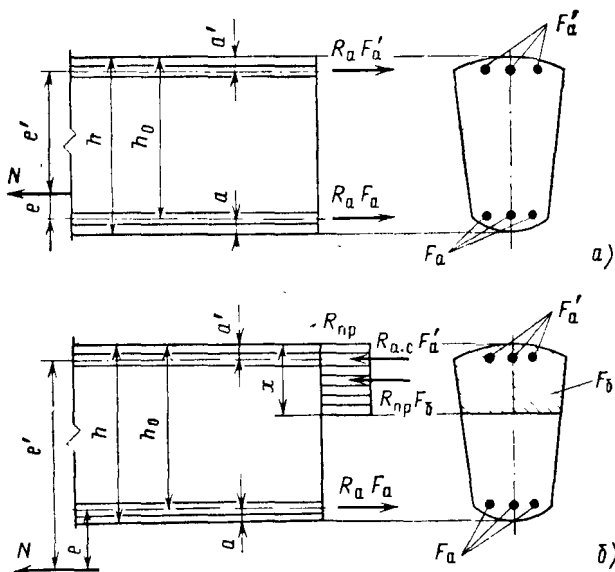


Рис. 4.6. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

2. При больших эксцентриситетах, если сила  $N$  приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре  $A$  и  $A'$  (рис. 4.6, б), по формулам:

$$k_H n_c N e \leq m_B R_{\text{пр}} S_B + m_a R_{a.c} S_a; \quad (4.70)$$

$$k_H n_c N = m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a - m_B R_{\text{пр}} F_B. \quad (4.71)$$

Внецентренно-растянутые элементы прямоугольного сечения (рассчитываются в зависимости от эксцентриситета продольной силы)

1. При малых эксцентриситетах, если сила  $N$  приложена между равнодействующими в арматуре, по формулам:

$$k_H n_c N e \leq m_a R_a F'_a (h_0 - a'); \quad (4.72)$$

$$k_H n_c N e' \leq m_a R_a F_a (h_0 - a'), \quad (4.73)$$

где  $e = h/2 - e_0 - a$ ;  $e' = e_0 + h/2 - a'$ .

2. При больших эксцентриситетах, если сила  $N$  приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре, в зависимости от соотношения  $\xi = x/h_0$ :

при  $\xi \leq \xi_R$

$$k_H n_c N e \leq m_B R_{\text{пр}} b x (h_0 - 0,5x) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'); \quad (4.74)$$

$$k_H n_c N = m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a - m_B R_{\text{пр}} b x; \quad (4.75)$$

при  $\xi > \xi_R$  — по тем же формулам, если принимать  $x = \xi_R h_0$ .

Определение количества продольной арматуры при больших эксцентриситетах

Высота сжатой зоны по (4.48)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_H n_c N e}{m_B R_{\text{пр}} b}},$$

где  $e = e_0 - h/2 + a$ .

1. При  $x < 2a'$  и  $\xi < \xi_R$

$$F_a = \frac{m_B R_{\text{пр}} b x + k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.76)$$

2. При  $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$  при заданной площади  $F'_a$  высота сжатой зоны уточняется по (4.50); площадь растянутой арматуры

$$F_a = \frac{m_B R_{\text{пр}} b x + m_a R_{a.c} F'_a + k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.75a)$$

3. Если  $x > \xi_R h_0$ , то требуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру по (4.52), при этом площадь растянутой арматуры

$$F_a = \frac{m_B R_{\text{пр}} \xi_R b h_0 + m_a R_{a.c} F'_a + k_H n_c N}{m_a R_a}. \quad (4.77)$$

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой при больших эксцентриситетах

1. При  $x < 0$  [ $x$  вычисляется из условия (4.75) при  $F'_a = 0$ ] рекомендуется увеличить сечение растянутой арматуры  $F_a$ .

2. При  $0 < x < 2a'$  должно соблюдаться условие

$$k_H n_c N (e + h_0 - 0,5x) \leq m_a R_a F_a (h_0 - 0,5x). \quad (4.78)$$

3. При  $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$  — условие (4.74) при  $F'_a = 0$ .

4. При  $x > \xi_R h_0$  — условие (4.74) при  $F'_a = 0$  и  $x = \xi_R h_0$ .

Проверка прочности элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой при больших эксцентриситетах

1. При  $x < 2a'$  [ $x$  вычисляется из условия (4.75) при  $F'_a \neq 0$ ] должно выполняться условие

$$k_H n_c N (e + h_0 - a') \leq m_a R_a F_a (h_0 - a'). \quad (4.79)$$

2. При  $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$  — условие (4.74).

3. При  $x > \xi_R h_0$  — условие (4.74), если принимать  $x = \xi_R h_0$ .

#### 4.3.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ И ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

При расчете должно соблюдаться условие

$$k_H n_c Q \leq 0,25 m_{бз} R_{\text{пр}} b h_0, \quad (4.80)$$

где  $b$  — минимальная ширина сечения.

Расчет поперечной арматуры не производится для участков элементов, где соблюдаются условия:

а) для плитных конструкций, работающих пространственно, и для плитных конструкций на упругом основании

$$k_H n_c Q \leq m_{б4} R_p b h_0; \quad (4.81)$$

б) для всех остальных конструкций

$$k_H n_c Q \leq m_{бз} Q_б. \quad (4.82)$$

где  $Q_б$  — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении:

$$Q_б = k R_p b h_0 \operatorname{tg} \beta = \frac{k R_p b h_0^2}{c}, \quad (4.83)$$

$k = 0,5 + 2\xi$ ,  $c = h_0 / \operatorname{tg} \beta$  — длина проекции рабочей части наклонного сечения на продольную ось элемента;

для изгибаемых элементов

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{F_a}{b h_0} \frac{R_a}{R_{\text{пр}}}; \quad (4.84)$$

для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых с большим эксцентриситетом элементов

$$\xi = \frac{F_a}{bh_0} \frac{R_a}{R_{пр}} \pm \frac{N}{bh_0 R_{пр}}; \quad (4.85)$$

знак «плюс» принимается для внецентренно-сжатых, знак «минус» для внецентренно-растянутых элементов.

Угол между наклонным сечением и продольной осью элемента равен

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + M/Qh_0}, \quad (4.86)$$

где  $M$  и  $Q$  — соответственно изгибающий момент и поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне. Концы сечений принимаются на сжатых гранях элементов согласно табл. 4.7.

Значение  $\operatorname{tg} \beta$  по (4.86) должно удовлетворять условию  $0,5 \leq \operatorname{tg} \beta \leq 1,5$ ; при  $\operatorname{tg} \beta < 0,5$  следует принимать  $\operatorname{tg} \beta = 0,5$ , при  $\operatorname{tg} \beta > 1,5$  следует принимать  $\operatorname{tg} \beta = 1,5$ .

Для элементов с высотой сечения  $h \geq 60$  см усилие  $Q_0$  по (4.83) следует уменьшать в 1,2 раза; для внецентренно-растянутых элементов с малыми эксцентриситетами  $Q_0 = 0$ .

При несоблюдении условий (4.81) или (4.82) расчет поперечной арматуры в наклонных сечениях элементов постоянной высоты при отношении расчетной длины элемента к его высоте  $l/h \geq 3$  производится по формуле

$$k_H n_c Q_1 \leq \Sigma m_a R_{a.x} F_x + \Sigma m_a R_{a.x} F_0 \sin \alpha + m_G Q_0, \quad (4.87)$$

где  $Q_1$  — поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;  $\Sigma m_a R_{a.x} F_x$  и  $\Sigma m_a R_{a.x} F_0 \sin \alpha$  — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;  $\alpha$  — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении;

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos \beta, \quad (4.88)$$

$Q$  — наибольшее значение поперечной силы в пределах наклонного сечения (для первого от опоры наклонного сечения — значение поперечной силы в опорном сечении);  $Q_0$  — равнодействующая внешней нагрузки, действующей на элемент в пределах длины проекции наклонного сечения  $s$  на продольную ось элемента. Внешняя нагрузка учитывается согласно табл. 4.8;  $W$  — сила противодействия, действующая в наклонном сечении и определяемая в соответствии с табл. 2.8.

Максимально допустимое расстояние между хомутами, между концом предыдущего и началом следующего отгиба, а также между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре, определяется по формуле

$$u_{max} = \frac{m_G k R_D b h_0^2}{k_H n_c Q_1}. \quad (4.89)$$

При отношении расчетной длины элемента к его высоте  $l/h < 3$  расчет производится по главным растягивающим напряжениям, которые определяются по формулам, аналогичным (1.24), (1.233) и (1.232):

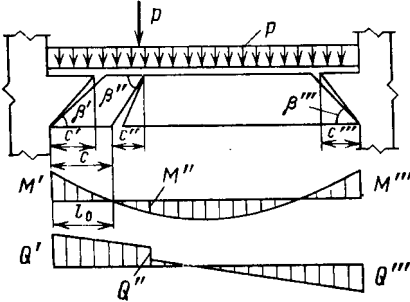
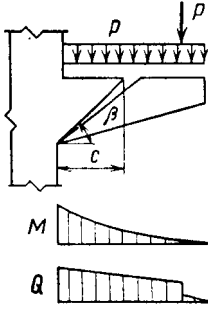
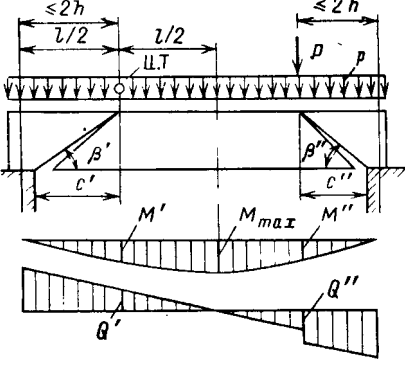
$$\sigma_{гп} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}, \quad (4.90)$$

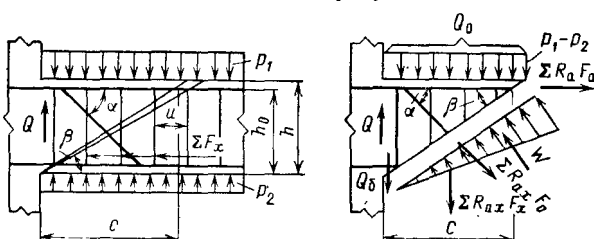
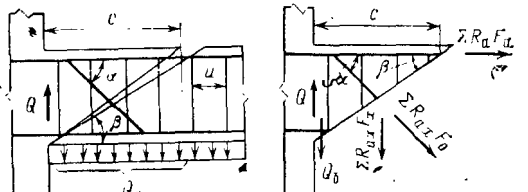
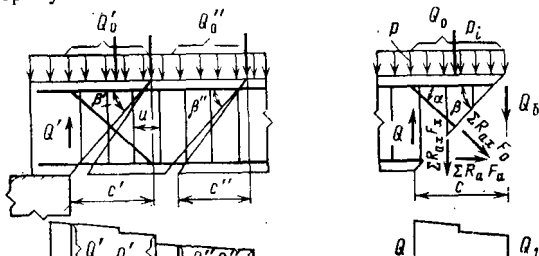
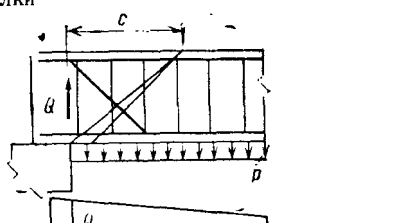
$$\sigma_x = \frac{M}{J_{п}} y \pm \frac{N}{F_{п}}; \quad (4.91)$$

$$\tau = \frac{QS_{п}}{J_{п} b}, \quad (4.92)$$

где  $\sigma_x$  и  $\tau$  — нормальное и касательное напряжения в бетоне;  $F_{п}$  и  $J_{п}$  — площадь

Таблица 4.7

Схема	Местоположение концов наклонных сечений
<p data-bbox="140 287 392 311">Зашемленные элементы</p> <p data-bbox="117 311 526 359">1. Статически неопределимые конструкции</p>  <p data-bbox="140 686 263 710">2. Консоли</p> 	<p data-bbox="565 287 1008 327">В точках пересечения сжатых граней с плоскостями заделок</p> <p data-bbox="588 327 884 359">Под сосредоточенной силой</p> <p data-bbox="565 359 1013 494">Если <math>c &gt; l_0</math>, то принимается <math>c = l_0</math> и проверяется следующее наклонное сечение, начало которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через нулевую точку эпюры моментов <math>l_0</math> (схема 1)</p> <p data-bbox="565 494 1013 774">Если армирование второго наклонного сечения не требуется, а поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через нулевую точку эпюры изгибающих моментов, превышает <math>Q_6</math>, определенную по (4.83) при <math>c = l_0</math>, то рекомендуется увеличить длину армирования поперечной арматурой до размера, равного расстоянию от опоры до сечения, где <math>Q = Q_6</math> при той же суммарной площади поперечной арматуры, т. е. определенной при <math>c = l_0</math></p>
<p data-bbox="145 1077 414 1101">Свободно опертые балки</p> 	<p data-bbox="571 1069 1019 1181">Под центрами тяжести эпюр нагрузок на участках изменения изгибающих моментов одного знака от <math>M = 0</math> до <math> M  =  M _{max}</math>, но на расстоянии от опорного сечения не более <math>2h</math>, т. е. <math>tg \beta \geq 0,5</math></p> <p data-bbox="599 1181 896 1204">Под сосредоточенной силой</p>

<p>Схема участка элемента</p>	<p>Расчетное значение поперечной силы</p>
<p>Зашемленная балка при действии нагрузки в пределах наклонного сечения в сторону балки</p> 	$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos \beta =$ $= Q - (p_1 - p_2) c + W \cos \beta$
<p>Зашемленная балка при действии нагрузки в пределах наклонного сечения в сторону от балки</p> 	$Q_1 = Q$
<p>Свободно опертая балка при действии нагрузки в сторону балки</p> 	$Q_1 = Q - Q_0 = Q - P_1 - p c$
<p>Свободно опертая балка при действии нагрузки в сторону от балки</p> 	$Q_1 = Q$

Примечания: 1. Внешняя нагрузка учитывается полностью, если она не может быть смещена (гидростатическое, фильтрационное давление, давление грунта и др.).  
 2. Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса в пределах наклонного сечения учитывается с коэффициентом 0,5, т. е.  $0,5 p c$ .



и момент инерции приведенного сечения;  $S_{\Pi}$  — статический момент части приведенного сечения, лежащей по одну сторону от оси, на уровне которой определяются касательные напряжения, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;  $y$  — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до линии, на уровне которой определяется напряжение;  $b$  — ширина сечения на том же уровне.

Главные растягивающие напряжения в изгибаемых элементах прямоугольного сечения могут определяться по формуле

$$\sigma_{\text{гл}} - \tau = Q/bz. \quad (4.93)$$

где  $z = 0,9h_0$ ;

при учете нормальных напряжений, действующих перпендикулярно оси элемента,

$$\sigma_{\text{гл}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}. \quad (4.94)$$

В формулах (4.90)—(4.94) растягивающие напряжения вводятся со знаком «плюс», сжимающие — со знаком «минус».

Противодавление воды в расчете по главным растягивающим напряжениям принимается как растягивающая сила, приложенная в расчетном сечении.

Изгибаемые и внецентренно-сжатые элементы, армированные хомутами (без отгибов), рассчитываются по формуле

$$k_n n_c Q \leq Q_{x.б} = 2 \sqrt{km_b R_p b h_0^2 q_x}, \quad (4.95)$$

где  $Q_{x.б}$  — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении;  $k$  — коэффициент, входящий в (4.83);  $q_x$  — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения равно

$$q_x = \frac{m_a R_{a.x} F_x}{u} = \frac{m_a R_{a.x} f_x n_x}{u}. \quad (4.96)$$

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\frac{km_b R_p b h_0^2}{q_x}}. \quad (4.97)$$

В балках должно соблюдаться условие

$$q_x \geq m_b R_p b/2. \quad (4.98)$$

Элементы, армированные хомутами и отгибами, рассчитываются из условия (4.87) или по формуле

$$k_n n_c Q \leq Q_{x.б} + m_a R_{a.x} F_0 \sin \alpha, \quad (4.99)$$

а при армировании только отгибами из условия (4.87) при  $\Sigma m_a R_{a.x} F_x = 0$ . Сечение отогнутых стержней, расположенных в одной плоскости,

$$F_0 = \frac{k_n n_c Q - Q_{x.б}}{m_a R_{a.x} \sin \alpha}, \quad (4.100)$$

при этом поперечная сила  $Q$  принимается:

а) для первой от опоры плоскости отгибов — равной поперечной силе у опоры;

б) для последующих плоскостей отгибов — равной поперечной силе у начала предыдущей (считая от опоры) плоскости отогнутых стержней.

## Расчет коротких консолей

Короткие консоли ( $l_K \leq h$ ), не лежащие на упругом основании, рассчитываются методом теории упругости в предположении изотропности материала. Растягивающие усилия в сечениях консоли должны быть полностью восприняты арматурой при напряжениях, не превышающих расчетных сопротивлений  $R_a$  с учетом коэффициентов, принятых в СНиП II-56-77. При выполнении условия

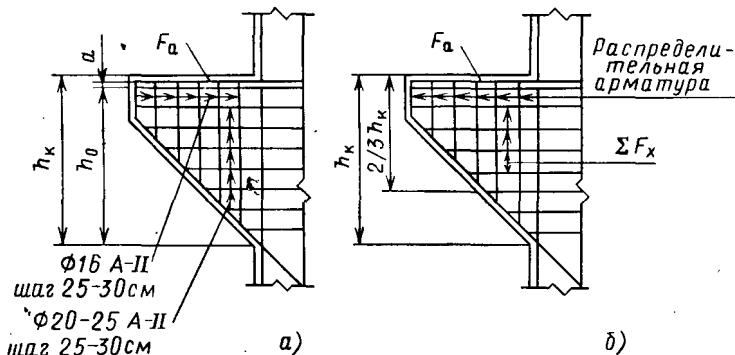


Рис. 4.7. Схемы армирования коротких консолей, не лежащих на упругом основании

трещиностойкости консоли  $n_c \sigma_{г.п} \leq R_p II + 300 F_a / F_b$  площадь арматуры устанавливаемой в виде горизонтальных стержней по верхней и боковым граням консоли, определяется по формуле

$$k_H n_c \Sigma b \Delta h \sigma_{г.п} \leq m_a R_a F_a, \quad (4.101)$$

где  $b$  — ширина консоли;  $\Delta h$  — расстояние по вертикали между узлами сетки, в которых известны напряжения;  $\sigma_{г.п}$  — среднее значение главных растягивающих напряжений на данном отрезке вертикального сечения.

Если консоль не является трещиностойкой, то:

а) продольная горизонтальная арматура в корневом сечении консоли определяется как в изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых (в зависимости от конкретной схемы нагрузки) железобетонных элементах;

б) поперечная арматура определяется по главным растягивающим напряжениям, определяемым по формулам (4.90)–(4.94).

При  $k_H n_c \sigma_{г.п} \leq 0,9 R_p$  по боковым граням консоли устанавливается конструктивная арматура класса А-II согласно рис. 4.7, а.

При  $k_H n_c \sigma_{г.п} > 0,9 R_p$  суммарная площадь горизонтальных хомутов, пересекающих  $\frac{2}{3}$  высоты корневого сечения или отгибов (рис. 4.7, б), определяется по формулам:

$$\Sigma F_x = \frac{k_H n_c Q}{m_a R_a}; \quad (4.102)$$

$$\Sigma F_{\bullet} = 0,71 F_x, \quad (4.103)$$

и производится обязательная проверка на раскрытие трещин.

В коротких консолях при  $l_K \leq 2$  м площадь сечения горизонтальной арматуры, устанавливаемой по боковым и верхней граням консоли,

$$F_a = k_H n_c \frac{P}{m_a R_a} \left[ \frac{3a}{2h} + \sqrt{\left(\frac{3a}{2h}\right)^2 + 1} \right]. \quad (4.104)$$

где  $P$  — равнодействующая внешней нагрузки;  $a$  — расстояние от точки приложения равнодействующей до опорного сечения.

При замене горизонтальных стержней по боковым граням отгибами (кроме верхнего ряда) площадь отгибов определяется по (4.103).

**Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента**

Расчет производится по формуле

$$k_n n_c M \leq m_a R_a F_a z + \Sigma m_a R_a F_0 z_0 + \Sigma m_a R_a F_x z_x, \quad (4.105)$$

где  $M$  — момент всех внешних сил с учетом противодействия, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента;  $m_a R_a F_a z$ ,  $\Sigma m_a R_a F_0 z_0$ ,  $\Sigma m_a R_a F_x z_x$  — сумма моментов относительно той же оси соответственно от усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;  $z$ ,  $z_0$ ,  $z_x$  — плечи усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах относительно той же оси (рис. 4.8).

Расчет по (4.105) должен производиться для сечений, проверяемых на действие поперечных сил, в местах резкого изменения поперечного сечения элемента и в сечениях, проходящих через точки теоретического обрыва арматуры или изменения ее диаметра.

Расчет по (4.105) может не производиться:

а) если вся продольная арматура доводится до опоры или до конца элемента и имеет достаточную анкеровку;

б) если условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении, а арматура устанавливается по эпюрам растягивающих напряжений, т. е. железобетонные элементы рассчитываются в соответствии с п. 1.10 СНиП II-56-77;

в) в плитных конструкциях, работающих пространственно, а также в конструкциях на упругом основании, за исключением подпорных стенок;

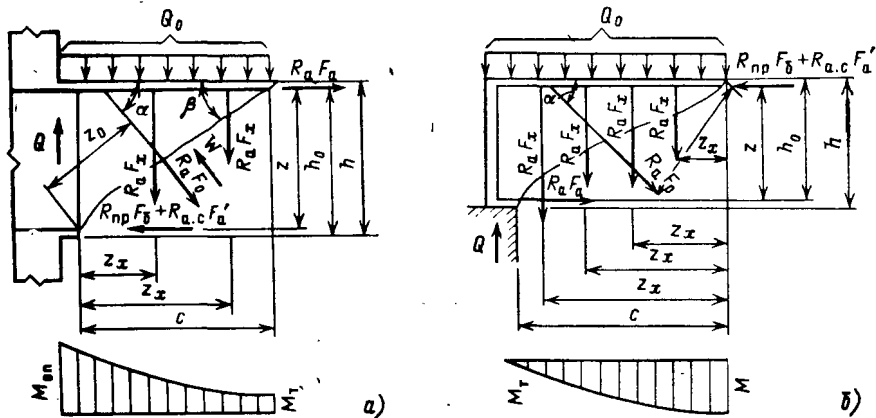


Рис. 4.8. Схема усилий, действующих в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете по изгибающему моменту: а — в зашемленной балке; б — в свободно опертой балке

г) если продольные растянутые стержни, обрываемые по длине элемента, заводятся за нормальное сечение, в котором они не требуются по расчету, на длину  $\omega$ , определяемую по формуле

$$\omega = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q - 0,75 m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_0 \sin \alpha}{1,5 q_{\text{х}} \omega} + 5d, \quad (4.106)$$

где  $Q$  — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;  $F_0$ ,  $\alpha$  — соответственно площадь сечения и угол наклона отогнутых стержней, расположенных в пределах участка длиной  $\omega$ ;  $q_{\text{х}\omega}$  — усилие в хомутах на единицу длины элемента на участке длиной  $\omega$ , равное

$$q_{\text{х}\omega} = \frac{m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{х}}}{u}; \quad (4.107)$$

$d$  — диаметр обрываемого стержня, см.

### 4.3.3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

Расчет на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки производится при числе циклов изменения нагрузки  $2 \cdot 10^6$  и более за весь расчетный срок эксплуатации сооружения. На выносливость рассчитываются водобросы, плиты водобоя, подгенераторные конструкции и др.

Расчет на выносливость заключается в определении краевых напряжений в бетоне и растянутой арматуре и сравнении их с соответствующими расчетными сопротивлениями бетона  $R'_b$  и арматуры  $R'_a$ , которые получаются согласно § 3.1.3 и 3.3.2, и ведется по формулам:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{б max}} \leq R'_b; \quad (4.108)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{а max}} \leq R'_a. \quad (4.109)$$

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается, растянутая арматура не рассчитывается, если коэффициент  $m_{\text{а1}}$ , определяемый по (3.4), больше единицы.

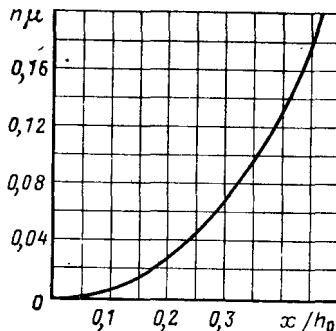
При определении расчетных сопротивлений вводится произведение коэффициентов условий работы  $m_{\text{б2}}$  или  $m_{\text{а1}}$  и других коэффициентов  $m_{\text{б}}$  и  $m_{\text{а}}$  (см. табл. 3.3 и 3.12), обусловленных действием других факторов.

Краевые напряжения в бетоне и арматуре в трещиностойких элементах определяются, как для упругого тела, по приведенным сечениям с учетом коэффициентов приведения  $n'$  (см. § 3.3.2). В нетрещиностойких элементах площадь и момент сопротивления приведенного сечения определяются без учета растянутой зоны бетона и с треугольной эпюрой напряжений в сжатой зоне. Высота сжатой зоны может определяться по графикам на рис. 4.9—4.11 или формулам (4.127)—(4.129). Напряжения в арматуре определяются по формулам (4.117)—(4.121).

Проверка трещиностойкости при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$n_{\text{с}} \sigma_{\text{р}} \leq m_{\text{б2}} R_{\text{рII}}. \quad (4.110)$$

Рис. 4.9. График для определения высоты сжатой зоны изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой



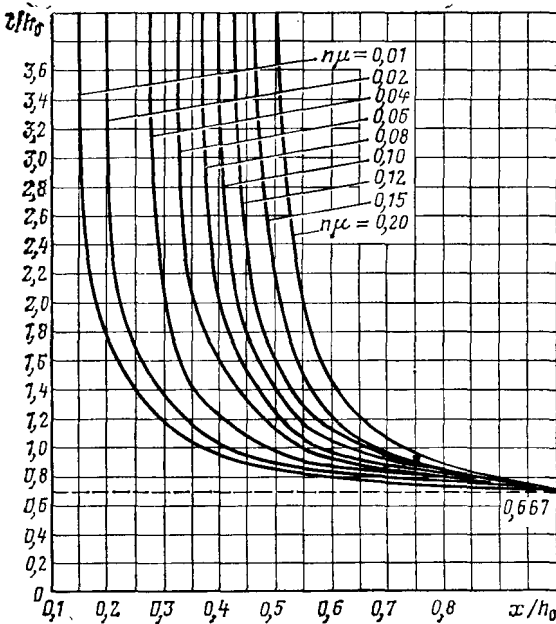


Рис. 4.10. График для определения высоты сжатой зоны внецентренно-растянутых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

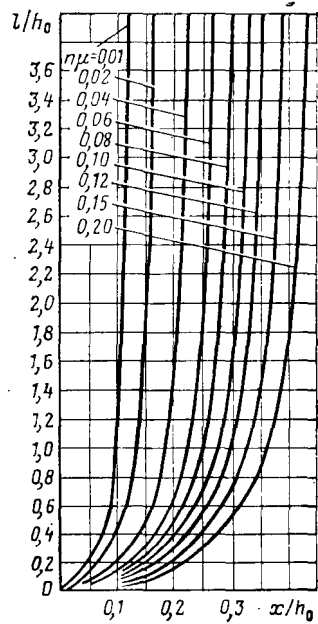


Рис. 4.11. График для определения высоты сжатой зоны внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

где  $\sigma_p$  — максимальное нормальное растягивающее напряжение в бетоне, определяемое расчетом, как для упругого тела, по приведенным сечениям;  $m_b$  определяется по табл. 3.4.

При расчете на выносливость наклонных сечений главные растягивающие напряжения могут быть восприняты бетоном, если их значение не превышает  $R_b$ , в противном случае их равнодействующая должна быть полностью передана на поперечную арматуру при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям  $R_a$ .

Главные растягивающие напряжения определяются по формулам (4.90) и (4.94).

#### 4.4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИИ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Проверка трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси элемента, производится по формулам:

а) для центрально-растянутых элементов

$$n_c N \leq R_{pII} F_b + 300 F_a; \quad (4.111)$$

б) для изгибаемых элементов

$$n_c M \leq m_b \gamma R_{pII} W_{II}; \quad (4.112)$$

где  $m_h$  и  $\gamma$  — коэффициенты, принимаемые по табл. 4.1 и 4.2;  $W_{II}$  — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый по формуле

$$W_{II} = J_{II} / (h - y_c), \quad (4.113)$$

$J_{II}$  — момент инерции приведенного сечения;  $y_c$  — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до сжатой грани;

в) для внецентренно-сжатых элементов

$$n_c \left( \frac{Ne_0}{W_{II}} - \frac{N}{F_{II}} \right) \leq m_h \gamma R_{pII}, \quad (4.114)$$

где  $F_{II}$  — площадь приведенного сечения;

г) для внецентренно-растянутых элементов

$$n_c \left( \frac{Ne_0}{m_h \gamma W_{II}} + \frac{N}{F_{II}} \right) \leq R_{pII}. \quad (4.115)$$

## 4.5. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Ширина раскрытия трещин  $a_T$ , мм, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$a_T = k C_d \eta \frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} 7 (4 - 100\mu) \sqrt{d}. \quad (4.116)$$

Здесь  $k$  — коэффициент, принимаемый для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов равным 1; для центрально- и внецентренно-растянутых элементов — 1,2; при многорядном расположении арматуры — 1,2;  $C_d$  — коэффициент, принимаемый равным при учете кратковременного действия нагрузок — 1; постоянных и временных длительных нагрузок — 1,3; многократно повторяющейся нагрузки: при воздушно-сухом состоянии бетона  $C_d = 2 - \rho_a$  ( $\rho_a$  — коэффициент асимметрии цикла), при водонасыщенном состоянии бетона — 1,1;  $\eta$  — коэффициент, принимаемый равным; при стержневой арматуре: периодического профиля — 1; гладкой — 1,4; при проволочной арматуре: периодического профиля — 1,2; гладкой — 1,5;  $\sigma_a$  — напряжение в растянутой зоне, определяемое по формулам (4.117) — (4.121);  $\sigma_{нач}$  — начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона; для конструкций, находящихся в воде,  $\sigma_{нач} = 20$  МПа (200 кгс/см<sup>2</sup>); для конструкций, подверженных длительному высыханию, в том числе во время строительства,  $\sigma_{нач} = 0$ ;  $\mu$  — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным  $\mu = F_a / bh_0$ , но не более 0,02;  $d$  — диаметр стержней арматуры, мм.

Напряжения в арматуре определяются по формулам:  
для изгибаемых элементов

$$\sigma_a = M / F_a z; \quad (4.117)$$

для центрально-растянутых элементов

$$\sigma_a = N / F_a; \quad (4.118)$$

для внецентренно-растянутых и внецентренно-сжатых элементов при больших эксцентриситетах

$$\sigma_a = N (e \pm z) / F_a z; \quad (4.119)$$

при этом знак «плюс» принимается при внецентренном растяжении, а знак «минус» при внецентренном сжатии;

для внецентренно-растянутых элементов при малых эксцентриситетах напряжения в арматуре  $A$ :

$$\sigma_a = \frac{Ne'}{F_a(h_0 - a')} ; \quad (4.120)$$

в арматуре  $A'$ :

$$\sigma_a = \frac{Ne}{F'_a(h_0 - a')} , \quad (4.121)$$

где  $z$  — плечо внутренней пары сил, принимаемое по результатам расчета сечения на прочность;  $e$  — расстояние от центра тяжести сечения арматуры  $A$  до точки приложения продольной силы  $N$ ;  $e'$  — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры  $A'$  до точки приложения продольной силы  $N$ .

Допустимые значения ширины раскрытия трещин при отсутствии защитных мероприятий приведены в табл. 4.9.

Т а б л и ц а 4.9. Предельная ширина раскрытия трещин

Характеристика конструкций и условия их работы	$a_T$ , мм
1. Безнапорные конструкции, находящиеся постоянно под водой	0,3
2. Напорные конструкции, кроме центрально-растянутых, при градиенте напора:	
20 и менее	0,25
более 20	0,2
3. Центральные и внецентренно-растянутые с малым эксцентриситетом подводные напорные конструкции при градиенте напора:	
20 и менее	0,15
более 20	0,1
4. Все конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды, не подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию	0,15
5. Безнапорные конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию при числе циклов в год:	
менее 50	0,1
50 и более	0,05
6. Все конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня морской воды	0,05

Примечания: 1. Приведенные в табл. 4.9 предельные значения  $a_T$  следует умножать на коэффициенты для сооружений: I класса — 1; II класса — 1,3; III класса — 1,6; IV класса — 2.

При диаметрах арматуры более 40 мм допускается предельные значения  $a_T$  увеличивать на 25%. При этом во всех случаях значения  $a_T$  должны приниматься не более 0,5 мм.

2. Приведенные в табл. 4.9 значения  $a_T$  принимаются с учетом применения арматуры классов А-I, А-II, А-III, В-I, Вр-I. При применении арматуры других классов предельная ширина раскрытия трещин принимается в соответствии с п. 1.17 главы СНиП II-21-75, но не более, чем по табл. 4.9.

3. Для элементов конструкций гидротехнических сооружений, подверженных воздействию морской и другой сильно минерализованной воды, предельные значения  $a_T$  должны приниматься с учетом требований СНиП II-28-73, но не более, чем по табл. 4.9.

4. При бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 1 мг-экв/л, или суммарной концентрации ионов  $Cl^-$  и  $SO_4^{2-}$  большей 1000 мг/л, предельные значения  $a_T$  по позициям 1—5 табл. 4.9 следует уменьшать в 2 раза. При среднегодовом значении бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 0,25 мг-экв/л, и при отсутствии защитных мероприятий напорные конструкции должны проектироваться трещиностойкими.

5. Предельные значения  $a_T$  при использовании защитных мероприятий следует устанавливать на основании специальных исследований.

## 4.6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Прогибы и углы поворота элементов железобетонных конструкций определяются по формулам строительной механики (см. § 1.7). Жесткость элементов определяется по формулам, сведенным в табл. 4.10.

Таблица 4.10. Формулы определения жесткости элементов железобетонных конструкций

Характеристика нагрузки	Характеристика элементов или участков конструкции	Формулы жесткости
Кратковременная	Трещиностойкие	$B_K = 0,8E_B J_{II}$ (4.122)
	Нетрещиностойкие	$B_K = \frac{E_a F_a z (h_0 - x)}{\Psi_a}$ (4.123)
	Элементы прямоугольного сечения с наименьшим размером более 1 м при $\mu < 0,008$ конструкций на упругом основании	$B_K = (1 + 100\mu) \frac{bh^3}{48} E_B$ (4.124)
Длительная	Трещиностойкие	$B = B_K$ [см. (4.122)]
	Нетрещиностойкие	или $B = B_K \frac{q + p}{\delta q + p}$ (4.125) $B = \frac{E_a F_a z (h_0 - x)}{\Psi_{a,дл}}$ (4.126)

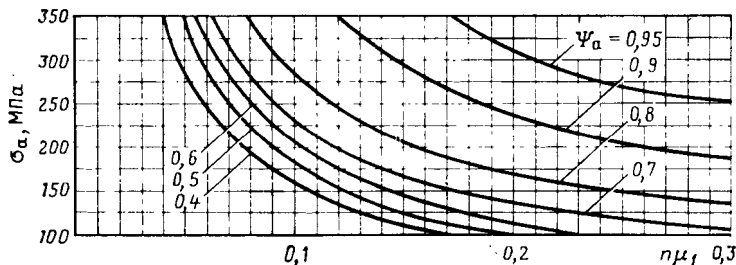


Рис. 4.12. График для определения коэффициента  $\Psi_a$  для центрально-растянутых элементов  $\mu_1 = F_a + F_a' / F$ ;  $p, \% = \mu_1 \cdot 100$ ,  $n = E_a / E_B$



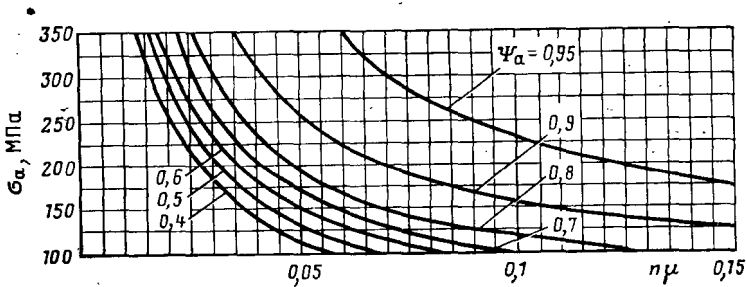


Рис. 4.13. График для определения коэффициента  $\psi_a$  для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (допускается пользоваться для элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне и элементов с двойной арматурой):  $\mu = F_a/bh_0$ ;  $\rho, \% = \mu \cdot 100$ ;  $n = E_a/E_b$

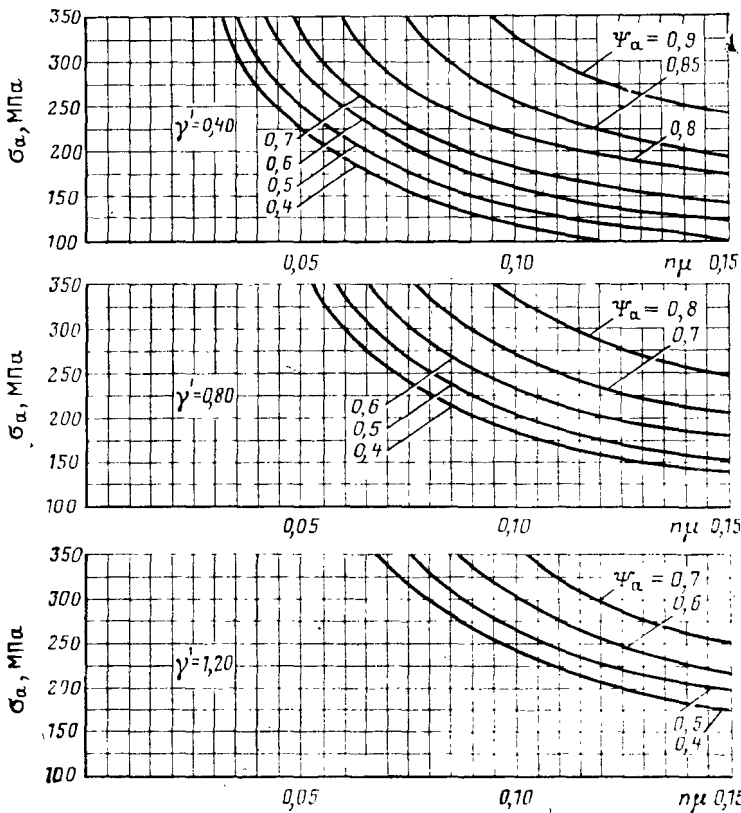


Рис. 4.14. График для определения коэффициента  $\psi_a$  для изгибаемых элементов таврового сечения с полкой в растянутой зоне:  $\mu = F_a/bh_0$ ;  $\rho, \% = \mu \cdot 100$ ;  $\gamma' = (b_n - b)h_u/bh$

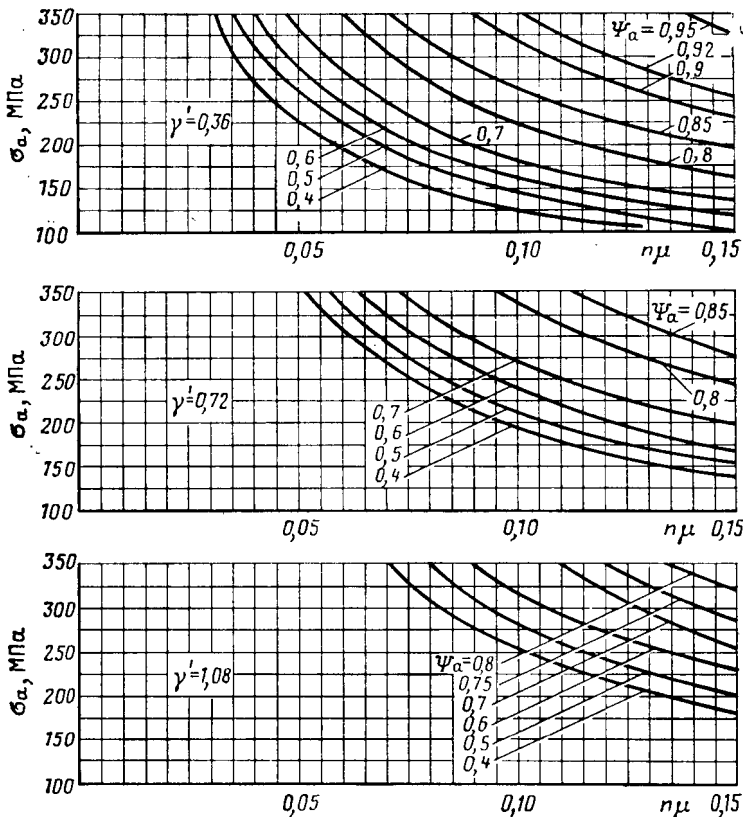


Рис. 4.15. График для определения коэффициента  $\psi_\alpha$  для изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечения:  $\mu = F_a/bh_0$ ;  $\rho, \% = \mu \cdot 100$ ;  $\gamma' = (b_n - b)h_n/bh$

Обозначения в табл. 4.10:

$\psi_\alpha$  — коэффициент, учитывающий работу бетона между трещинами, принимаемый по графикам на рис. 4.12—4.15; в элементах, рассчитываемых на выносливость,  $\psi_\alpha = 1$ ;

$$\psi_{a-дл} = (2\psi_\alpha + 1)/3;$$

$q$  — длительно действующая нагрузка;  $p$  — кратковременно действующая нагрузка;  $\delta$  — коэффициент снижения жесткости, принимаемый: для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне — 1,5; для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне — 2,5; для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и тому подобных сечений — 2;  $x$  — высота сжатой зоны сечения после образования трещин, определяемая при треугольной эпюре напряжений в сжатой зоне.

Высота сжатой зоны  $x$  определяется по графикам на рис. 4.9—4.11 или по следующим формулам:

а) для изгибаемых элементов

$$x^2 + \frac{2n}{b} F_a x - \frac{2nh_0 F_a}{b} = 0; \tag{4.127}$$

б) для внецентренно-сжатых с большим эксцентриситетом элементов

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{6enF_a}{b}x - \frac{6enh_0F_a}{b} = 0; \quad (4.128)$$

в) для внецентренно-растянутых с большим эксцентриситетом элементов

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6enF_a}{b}x + \frac{6enh_0F_a}{b} = 0, \quad (4.129)$$

где  $n = E_a/E_b$ .

В предварительных расчетах допускается определять жесткость нетрещиностойких элементов по формулам:

а) при кратковременном действии нагрузок

$$B_k = 0,4E_b J_{ц}; \quad (4.130)$$

б) при длительном действии нагрузок

$$B = 0,2E_b J_{ц}. \quad (4.131)$$

## 4.7. РАСЧЕТ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

### 4.7.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Температурные воздействия учитываются в следующих случаях:

а) при расчете бетонных конструкций на прочность с учетом сопротивления растянутой зоны бетона, если образование трещин в бетоне может привести к разрушению, недопустимым деформациям или к нарушению водонепроницаемости конструкций;

б) при расчете бетонных конструкций на трещиностойкость в случаях, когда нарушение монолитности этих конструкций может изменить статическую схему их работы, вызвать дополнительные силовые воздействия или увеличение противодавления;

в) при расчете несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций;

г) при расчете по образованию трещин железобетонных конструкций, к которым предъявляются требования водонепроницаемости, напорных элементов, находящихся в зоне переменного уровня воды и подвергающихся периодическому замораживанию и оттаиванию, а также при наличии специальных требований;

д) при определении деформаций и перемещений элементов сооружений для назначения конструкций температурно-усадочных швов и противодиффузионных уплотнений;

е) при назначении температурных режимов, требуемых по условиям возведения сооружения и нормальной его эксплуатации.

Расчет на температурные воздействия может не производиться для тонкостенных конструкций, свобода перемещений которых практически обеспечена.

Температурные воздействия, которые должны учитываться в расчете, указаны в § 2.3.10.

Теплофизические и влажностные характеристики бетона, необходимые для расчета, принимаются по табл. 4.11 и 4.12. При необходимости эти характеристики должны уточняться по данным исследований.

Таблица 4.11. Теплофизические и влажностные характеристики бетона

Характеристики	Значение
Температурный коэффициент линейного расширения $\alpha$ , $1/^\circ\text{C}$	$1 \cdot 10^{-5}$
Теплопроводность $\lambda$ , Вт/(м·°C) [ккал/(ч·м·°C)]:	
в строительный период	2,56 [2,2]
в эксплуатационный период	1,97 [1,7]
Удельная теплоемкость $C_0$ , кДж/(кг·°C) [ккал/(кг·°C)]	1,01 [0,24]
Температуропроводность $a_T$ , м <sup>2</sup> /с	$1,11 \cdot 10^{-6}$ [ $4 \cdot 10^{-3}$ ]
Коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона $\beta$ , Вт/(м <sup>2</sup> ·°C) [ккал/(ч·м <sup>2</sup> ·°C)]:	
в воздух	23 200 [20]
выходящей внутрь полых швов, шахт, тепляков омываемой водой	$6960 \div 11\ 600$ [ $6 \div 10$ ] $\infty$
Коэффициент линейной усадки $\alpha_y$ , $\frac{\text{мм/мм}}{\text{г/г}}$	$3 \cdot 10^{-2}$
Коэффициент линейного набухания, $\alpha_{н.г.}$ , $\frac{\text{мм/мм}}{\text{г/г}}$ :	
при гигроскопическом увлажнении бетона	$3 \cdot 10^{-2}$
при непосредственном контакте бетона с водой	$5 \cdot 10^{-3}$
Коэффициент диффузии влаги $a_v$ , м <sup>2</sup> /с [м <sup>2</sup> /ч]	$1,39 \cdot 10^{-9}$ [ $5 \cdot 10^{-6}$ ]
Коэффициент влагоотдачи с открытой поверхности $\beta_v$ , м/с [м/ч]	$5,5 \cdot 10^{-8}$ [ $2 \cdot 10^{-4}$ ]

Таблица 4.12. Тепловыделение бетона, кДж(ккал), на 1 кг цемента

Цементы	Марка цемента	Время, сут			
		3	7	28	90
Портландцемент	M500	294 (70)	336 (80)	386 (92)	399 (95)
	M400	252 (60)	294 (70)	344 (82)	357 (85)
	M300	210 (50)	252 (60)	294 (70)	302 (72)
Пуццолановый портландцемент	M400	210 (50)	265 (63)	323 (77)	336 (80)
	M300	176 (42)	231 (55)	273 (65)	281 (67)
Шлакопортландцемент	M400	210 (50)	265 (63)	323 (77)	336 (80)
	M300	176 (42)	231 (55)	273 (65)	281 (67)

Примечание. При выполнении расчетов для сооружений I класса приведенные в табл. 4.12 характеристики тепловыделения бетона следует уточнять по результатам экспериментальных исследований.

#### 4.7.2. РАСЧЕТ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА, УСИЛИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ

Температурный режим массивных сооружений и конструкций рассчитывается методами строительной физики с использованием основных положений, принятых для нестационарных процессов. К массивным относятся конструкции или их элементы, все линейные размеры которых превышают 2,5—3 м, к немассивным — имеющие хотя бы один размер менее 2,5—3 м. Расчет температурного

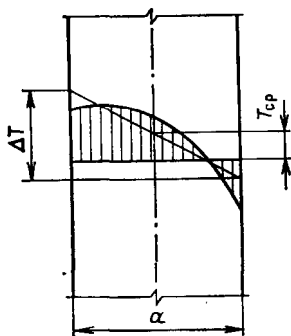


Рис. 4.16. Схема для определения средней температуры и среднего перепада температуры в сечении

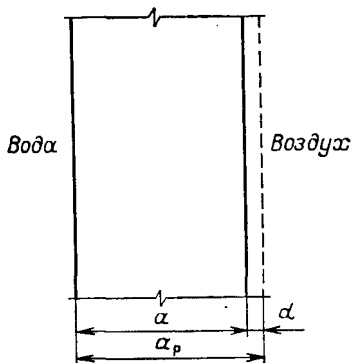


Рис. 4.17. Схема для учета фиктивного слоя

режима массивных сооружений и конструкций для строительного и эксплуатационного периодов сложен и трудоемок и проводится с использованием имеющихся готовых программ.

В немассивных элементах распределение температуры по сечению близко к линейному и принимается таким в расчетах.

Усилия и напряжения в массивных сооружениях и конструкциях рассчитываются методами теории упругости и строительной механики с учетом в необходимых случаях неупругих деформаций, трещин в бетоне, раскрытия строительных швов. Эти расчеты также выполняются с помощью ЭВМ по имеющимся программам. Для предварительных расчетов, а также при расчетах массивных конструкций III и IV классов для определения усилий и напряжений используется метод сопротивления материалов.

Для определения усилий от температурных воздействий в немассивных элементах используются методы строительной механики.

В качестве расчетного в статически неопределимых стержневых системах принимается изменение температуры от температуры замыкания конструкции  $T_1$  до некоторой расчетной  $T_2$ , соответствующей наиболее неблагоприятному напряженному состоянию конструкции (зима или лето). Определяются расчетная средняя температура по сечению  $T_{ср.р} = T_{ср2} - T_{ср1}$  и расчетный перепад температуры в данном сечении  $\Delta T_{ср.р} = \Delta T_{ср2} - \Delta T_{ср1}$ , т. е. изменение среднего перепада температуры по сечению за расчетный период времени.

Средняя температура и средний перепад температуры по сечению на момент времени  $t$  определяются по трапецидальной эпюре температуры (рис. 4.16), в случае криволинейности действительной эпюры последняя заменяется статически ей эквивалентной трапецидальной.

Таблица 4.13

Марка бетона на сжатие	М 150, М 200	М 250	М 300 и выше
$\varepsilon_{пр} \cdot 10^4$	0,7	0,8	0,9

Примечание. При выполнении расчетов для сооружений I класса предельную растяжимость бетона следует уточнять по результатам экспериментальных исследований.

Таблица 4.14

Марка бетона на сжатие	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600
Коэффициент $a$	14	17	23	28	34	40	46	52	58	64	75

Температура на контуре конструкции при нахождении ее в воде принимается равной температуре воды. Для определения температуры на поверхности при нахождении конструкции на воздухе используется понятие фиктивного слоя  $d$  (рис. 4.17), условно увеличивающего толщину элемента конструкции. Практически при отсутствии ветра принимается  $d = 0,35$  м, при среднем и сильном ветре  $d = 0,1$  м. Для немассивных элементов в расчетах учитываются суточные колебания температуры воздуха.

Расчеты усилий от температуры в статически неопределимых стержневых системах должны производиться с учетом трех видов деформаций стержня: изгиба, продольной и сдвига. В качестве расчетной схемы используется схема с «жесткими вставками» в пересечении стержней.

Расчет по образованию трещин бетонных и железобетонных конструкций от температурных воздействий производится по формуле

$$k_H n_c \sigma(t) \leq \varepsilon_{пр}(t) E(t), \quad (4.132)$$

где  $\sigma(t)$  — напряжения в бетоне в рассматриваемый момент времени с учетом ползучести;  $\varepsilon_{пр}(t)$  — предельная растяжимость бетона, принимается по табл. 4.13;  $E(t)$  — модуль упругости бетона, кгс/см<sup>2</sup>, в возрасте  $t$ , сут,

$$E(t) = \frac{1\,000\,000}{1,7 + \frac{360}{a \ln t}}, \quad (4.133)$$

где  $a$  — коэффициент, принимаемый по табл. 4.14.

## 4.8. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

### 4.8.1. ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

Толщина защитного слоя в свету назначается не менее значений, указанных в табл. 4.15.

Таблица 4.15

Конструкции и арматура	Минимальная толщина защитного слоя, мм
Балки и плиты высотой сечений до 1 м, колонны с наименьшим размером сечения до 1 м: рабочая арматура распределительная арматура и хомуты Массивные конструкции с минимальным размером сечения более 1 м Конструкции, работающие в условиях агрессивной среды Сборные железобетонные элементы заводского изготовления марки 200 и выше	30 или $d$ 20 60 или $d$ По СНиП II-28-73* На 10 мм меньше указанной выше, но не менее $(d - 5)$ мм
Примечание. $d$ — диаметр арматуры.	

#### 4.8.2. РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

Расстояния в свету между стержнями арматуры назначаются исходя из обеспечения совместной работы арматуры с бетоном и условий укладки и уплотнения бетонной смеси.

Наименьшие расстояния в свету между арматурой приведены в табл. 4.16.

Стержни верхней арматуры плит толщиной более 1,5 м должны располагаться таким образом, чтобы через каждые 2,5—4 м в любом направлении между ними оставались окна размером не менее  $0,7 \times 0,7$  м для возможности проработки укладываемой бетонной смеси.

Таблица 4.16

Положение арматуры при бетонировании	Расстояние в свету
Горизонтальное или наклонное при установке арматуры менее чем в 2 ряда по высоте: для нижней арматуры для верхней арматуры	$\geq d$ и $\geq 25$ мм $\geq d$ и $\geq 30$ мм
Горизонтальное или наклонное при установке арматуры более чем в 2 ряда по высоте	$\geq 50$ мм между стержнями в горизонтальном направлении (кроме арматуры двух нижних рядов)
Вертикальное В массивных конструкциях	$\geq 50$ мм $\geq 2,5d$

Примечания: 1. Спаренные стержни рассматриваются как условный стержень с приведенным диаметром  $d_{пр} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$ , где  $d_1$  и  $d_2$  — номинальные диаметры спаренных стержней.

2. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

## 4.8.3. АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

Минимальная длина анкеровки продольных растянутых и сжатых арматурных стержней относительно сечения, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, должна составлять не менее

$$l_{ан} = \left( m_{ан} \frac{R_a}{R_{цр}} + \Delta\lambda_{ан} \right) d, \quad (4.134)$$

но не менее  $l_{ан} = \lambda_{ан}d$ , где  $m_{ан}$ ,  $\Delta\lambda_{ан}$  и  $\lambda_{ан}$ , а также допустимые минимальные значения  $l_{ан}$  определяются по табл. 4.17. При этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки.

Таблица 4.17. Параметры для определения длины анкеровки арматуры

Условия работы арматуры	Арматура периодического профиля				Гладкая арматура			
	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}, мм$ не менее	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}, мм$ не менее
Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
Стыки арматуры внахлестку:								
в растянутом бетоне	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
в сжатом бетоне	0,65	8	15	200	1	8	15	200

Относительная длина анкеровки  $\lambda_{ан} = l_{ан}/d$  для разных марок бетона и классов арматуры приведена в табл. 4.18.

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом против требуемой расчетом площади сечения, то при определении  $l_{ан}$  по (4.134) значения  $R_a$  должны умножаться на отношение  $F_{a,расч}/F_{a,факт}$ .

Таблица 4.18. Относительная длина анкеровки арматуры

Условия работы	Класс арматуры	Марка бетона								
		150	200	250	300	350	400	450	500	600
В растянутом бетоне $l_{ан} \geq 250 мм$	A-I	47	39	34	30	27	25	24	23	21
	A-II	38	32	28	25	23	22	21	20	20
	A-III	45	37	33	29	26	25	23	22	21
В сжатом бетоне $l_{ан} \geq 200 мм$	A-I	32	27	23	21	19	18	17	16	15
	A-II	27	23	20	18	17	16	15	14	13
	A-III	32	27	24	21	19	18	17	16	15



При невозможности обеспечения длины анкеровки по (4.134) для обеспечения работы стержней с полным расчетным сопротивлением необходима их дополнительная анкеровка (приварка анкерующих пластин, поперечных стержней, отгиб стержней). В этом случае  $l_{ан}$  должна быть не менее  $10d$ . Анкеровка арматуры на заземленных опорах показана на рис. 4.18.

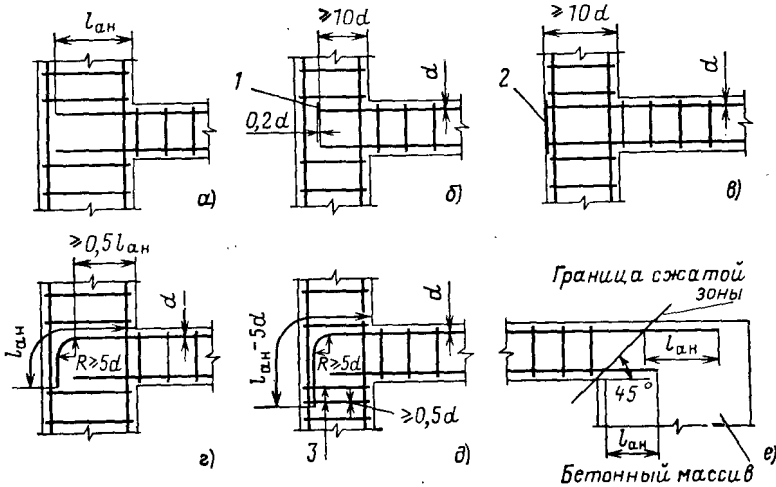


Рис. 4.18. Анкеровка арматуры на заземленных опорах:

*a* — путем запуска стержней на длину  $l_{ан}$ ; *b* — приваркой анкерующих стержней; *в* — приваркой арматуры к закладным деталям; *г* — путем отгибания стержней; *д* — путем отгибания стержней и постановки дополнительных хомутов; *е* — путем запуска стержней на длину  $l_{ан}$  в неармированной бетонный массив; 1 — анкерующий стержень (или пластина); 2 — закладная деталь; 3 — дополнительные хомуты

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов должны выполняться следующие требования:

*a*) если поперечная арматура по расчету не требуется, то длина запуска растянутых стержней за грань свободной опоры  $l_{ан}$  должна составлять не менее  $5d$ . В сварных сетках и каркасах с продольной арматурой из гладких стержней к каждому продольному растянутому стержню должен быть приварен хотя бы один поперечный (анкерный) стержень, расположенный от конца каркаса (сетки) на расстоянии  $c \geq 1,5d$ . Диаметр анкерующего стержня  $d_a$  должен быть не менее половины диаметра стержней продольной арматуры (рис. 4.19, *a*);

*б*) если поперечная арматура требуется по расчету, то длина запуска растянутых стержней за грань свободной опоры  $l_{ан}$  должна быть не менее  $10d$ . В случае применения в качестве продольной арматуры гладких стержней на длине

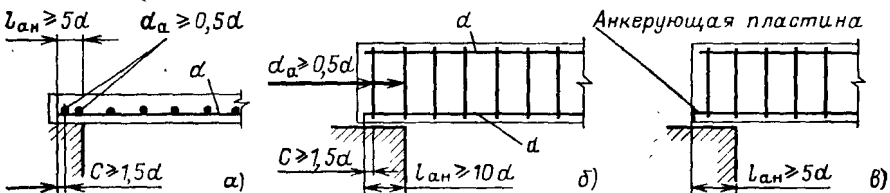


Рис. 4.19. Анкеровка арматуры на свободных опорах

анкеровки к каждому продольному стержню должно быть приварено не менее двух поперечных (анкерующих) стержней диаметром  $d_a \geq 0,5d$ , при этом расстояние от крайнего анкерующего стержня до конца каркаса должно быть не менее  $1,5d$  (рис. 4.19, б).

Уменьшение длины анкеровки допускается при приварке концов стержней к надежно заанкеренным закладным деталям, но при этом  $l_{ан}$  должна составлять не менее  $5d$  (рис. 4.19, в).

#### 4.8.4. ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна составлять не менее 0,05% площади расчетного сечения бетона.

**Внецентренно-сжатые элементы.** Диаметр продольных сжатых стержней, устанавливаемых по расчету, не должен превышать для бетона марок ниже М300 40 мм; диаметр расчетных растянутых стержней не ограничивается; наименьший рекомендуемый диаметр продольной арматуры 12 мм. В элементах, несущая способность которых при заданном эксцентриситете продольной силы используется менее чем на 50%, а также в элементах с гибкостью  $l_0/r < 17$ , где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растянутой арматуры не превышает 0,3%, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру по граням, параллельным плоскости изгиба.

**Изгибаемые элементы.** Число стержней, доводимых до опоры, должно быть: в балочных конструкциях — не менее двух; в плитных конструкциях — не менее  $\frac{1}{3}$  площади сечения стержней в пролете, определяемой расчетом по наибольшему изгибающему моменту, при этом в плитах толщиной менее 350 мм расстояние между стержнями не должно превышать 400 мм.

Расстояние между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой (вверху) должно быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более 1,5  $h$  и 500 мм при толщине плиты более 150 мм ( $h$  — толщина плиты).

Если рабочая арматура плиты проходит параллельно ребру, необходимо укладывать над ребром, перпендикулярно к нему, дополнительную арматуру сечением не менее  $\frac{1}{3}$  наибольшего сечения рабочей арматуры плиты в пролете, заводя ее в каждую сторону от грани ребра на длину не менее  $\frac{1}{4}$  расчетного пролета плиты.

Если рабочая арматура плиты над опорой проходит перпендикулярно к ребру, то обрывать или отгибать ее следует не ближе, чем на расстоянии  $\frac{1}{4}$  расчетного пролета плиты от грани ребра.

В изгибаемых балочных элементах при высоте сечения более 700 мм, за исключением армированных армофермами, у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и с площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона с размерами, равными: по высоте элемента — расстоянию между этими стержнями; по ширине элемента — половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

#### 4.8.5. ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

**Отгибы.** Угол наклона отгибов к продольной оси элемента принимается, как правило, равным 45°, в элементах высотой более 800 мм — до 60°, в низких балках и плитах допускается уменьшать угол до 30°.

Отгибы осуществляются по дуге окружности радиусом не менее  $10d$  ( $d$  — диаметр отгиба). На концах отогнутых стержней должны устраиваться прямые участки длиной не менее  $0,8l_{ан}$ , принимаемой по (4.134) и табл. 4.17, но не

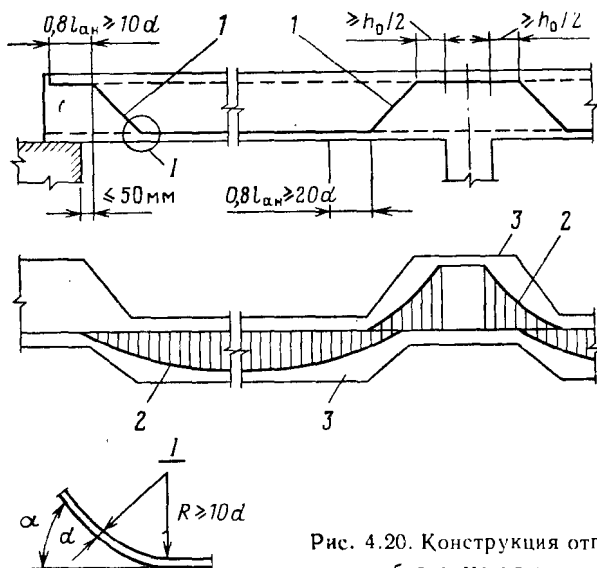


Рис. 4.20. Конструкция отгибов арматуры:

1 — отогнутый стержень; 2 — эпюра моментов; 3 — эпюра материалов

менее  $20d$  в растянутой и  $10d$  в сжатой зоне. Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету, не менее чем на  $0,5h_0$ , а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету (рис. 4.20).

Расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого отгиба (если считать от опоры) должно быть не более  $50$  мм (рис. 4.20).

Стержни с отгибами рекомендуется располагать не ближе  $2d$  от боковых граней элемента.

**Хомуты.** Расстояние между хомутами во внецентренно-сжатых элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры должно составлять:

а) при вязаных каркасах — не более  $15d$ ;

б) при сварных каркасах — не более  $20d$ ;

в) во всех случаях — не более  $500$  мм и не более удвоенного меньшего размера элемента;

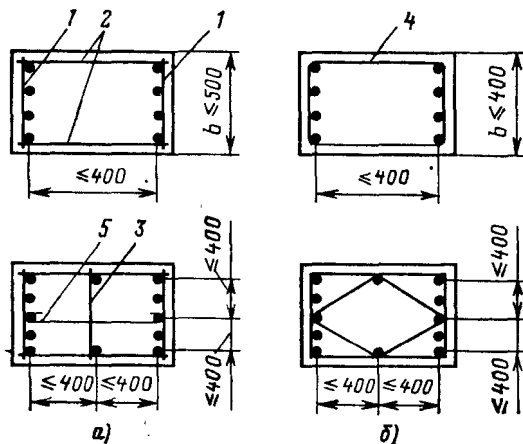
г) в местах стыковки рабочей арматуры внахлестку без сварки или если общее насыщение внецентренно-сжатого элемента составляет более  $3\%$  — не более  $10d$  и не более  $300$  мм.

Во внецентренно-сжатых элементах при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры продольные стержни (через один) должны располагаться в местах перегиба хомутов, а сами перегибы — не более чем через  $400$  мм по ширине грани элемента. При числе продольных стержней у грани не более четырех и ширине грани элемента не более  $500$  мм при сварных каркасах и не более  $400$  мм при вязаных каркасах допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (рис. 4.21).

В массивных внецентренно-сжатых элементах, рассчитанных без учета сжатой арматуры, расстояние между конструктивными поперечными связями (хомутами) допускается увеличивать до двух высот (ширин) элемента (рис. 4.22).

Рис. 4.21. Сварные и вязаные хомуты во внецентренно-сжатых элементах с расчетной сжатой арматурой:

*a* — армирование сварными каркасами; *b* — армирование вязаными каркасами; 1 — плоские сварные каркасы; 2 — соединительные стержни; 3 — промежуточный плоский сварной каркас; 4 — вязаный хомут; 5 — шпилька



Поперечные связи

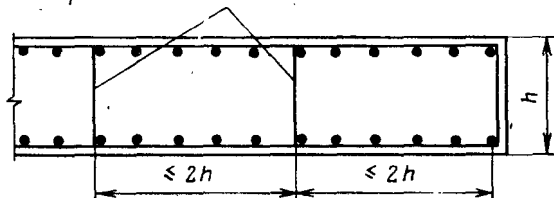


Рис. 4.22. Размещение поперечных связей в массивных внецентренно-сжатых элементах, рассчитываемых без учета сжатой арматуры

Диаметр хомутов во внецентренно-сжатых элементах должен приниматься не менее  $0,25 d$  ( $d$  — наибольший диаметр продольных стержней).

В изгибаемых элементах, не имеющих отогнутой арматуры, в случаях, когда поперечная арматура требуется по расчету, расстояние между вертикальными поперечными стержнями должно составлять:

- на приопорных участках (не менее  $1/4$  пролета):
  - при высоте сечения  $h \leq 450$  мм — не более  $h/2$  и не более 150 мм;
  - при высоте сечения  $450 < h < 2000$  мм — не более  $h/3$  и не более 500 мм;
  - при высоте сечения  $h \geq 2000$  мм — не более  $h/3$ ;
- б) на остальной части элемента:
  - при высоте сечения  $300 < h < 2000$  мм — не более  $3/4h$  и не более 500 мм;
  - при высоте сечения  $h \geq 2000$  мм — не более  $3/4h$ .

В элементах, работающих на изгиб с кручением, при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням с образованием замкнутого контура, а вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов на  $30d$  ( $d$  — диаметр хомута).

#### 4.8.6. РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНАЯ АРМАТУРА

Распределительная арматура должна назначаться в количестве не более 15% площади рабочей арматуры, а в балочных плитах не менее 10% площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента.

Распределительную арматуру рекомендуется устанавливать с внешней стороны рабочей арматуры, ближайшей к наружной поверхности конструкции.

### 4.8.7. СТЫКИ АРМАТУРЫ

**Сварные соединения.** Для сварных соединений арматуры применяется контактная и дуговая сварка.

Контактная точечная сварка применяется в крестообразных соединениях при изготовлении сварных каркасов и сеток, контактная стыковая сварка — для наращивания по длине заготовок арматурных стержней. Для соединения арматуры на монтаже применяется дуговая сварка. Основные типы сварных соединений арматуры приведены в табл. 4.19.

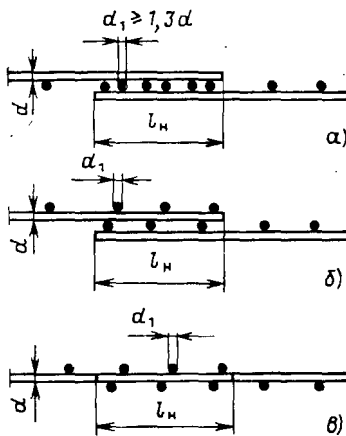


Рис. 4.23

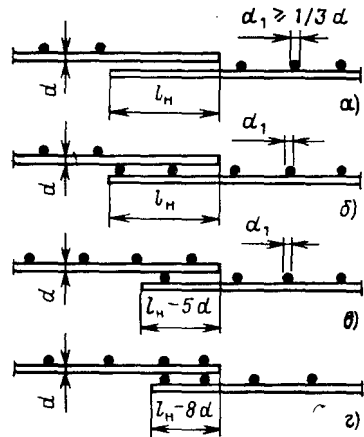


Рис. 4.24

Рис. 4.23. Стыки сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры класса А-I:

а — с расположением распределительных (поперечных) стержней в одной плоскости; б, в — с расположением распределительных стержней в разных плоскостях

Рис. 4.24. Стыки сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры классов А-II и А-III:

а — без анкерирующих поперечных стержней в пределах стыка на двух сетках; б — без анкерирующих поперечных стержней в пределах стыка на одной сетке; в — с одним анкерирующим стержнем в пределах стыка на двух сетках; г — с двумя анкерирующими стержнями в пределах стыка на двух сетках

К размещению сварных стыков арматуры предъявляются следующие требования:

а) согласно СНиП II-56-77 стыки растянутых стержней не следует располагать в зоне наибольших усилий, однако при надлежащем контроле качества сварки допускается стыковка стержней в любом месте;

б) в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, в одном сечении должно стыковаться не более половины стержней растянутой рабочей арматуры. Допускается стыковать в одном сечении все 100% стержней при условии постановки дополнительных плавающих стержней, площадь сечения которых определяется равнопрочностью сечения со стыками сечению без стыков [формулы (3.3) и (3.4)].

**Стыки арматуры внахлестку (без сварки).** Стыки рабочей арматуры внахлестку применяются при стыковании сварных и вязаных каркасов, сеток и отдельных стержней при диаметре рабочей арматуры не более 36 мм.

К размещению стыков внахлестку предъявляются следующие требования: не рекомендуется располагать их в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно-растянутых элементов в местах полного использования арматуры; не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто:

они должны, как правило, располагаться вразбежку; при этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска  $l_H$ , определяемого по формуле (4.135) или табл. 4.20, должна составлять не более 50% общей площади сечения растянутой арматуры при

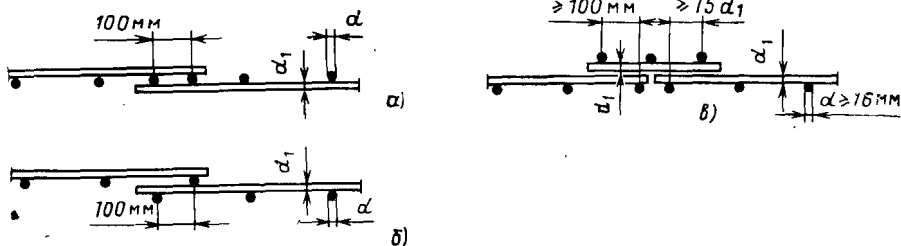


Рис. 4.25. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении распределительной арматуры:

*а* — стык с расположением рабочих стержней в одной плоскости; *б* — то же, в разных плоскостях; *в* — стык впритык с наложением дополнительной стыковой сетки при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более

стержнях периодического профиля и не более 25% при гладких стержнях. Смещение середины стыков, расположенных в разных местах, должно быть не менее  $1,5 l_H$ ;

— допускается размещать их без разбежки при конструктивном армировании (без расчета), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50%.

Длина нахлестки стыков растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении, должна быть не менее

$$l_H = \left( m_H \frac{\sigma_a}{R_{пр}} + \Delta \lambda_H \right) d, \quad (4.135)$$

где  $\sigma_a$  — напряжение в арматуре в месте стыка внахлестку с наиболее напряженной стороны. Значения  $m_H$  и  $\Delta \lambda_H$ , а также минимальные значения  $\lambda_H$  и  $l_H$  для определения длины перепуска стыков арматуры внахлестку приведены в табл. 4.20.


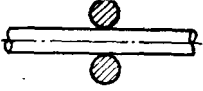
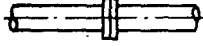


Стыки внахлестку в рабочем направлении выполняются следующим образом:




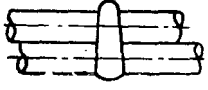
при стыковании в растянутой зоне сварных сеток с рабочими стержнями из гладкой стали на длине нахлестки в каждой из стыкуемых сеток должно быть не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сетки (рис. 4.23);

при стыковании сварных сеток с рабочей арматурой периодического профиля без поперечных стержней в пределах стыка в одной или в обеих стыкуемых сетках (рис. 4.24);

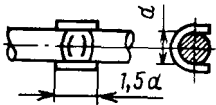
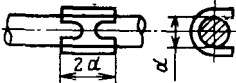
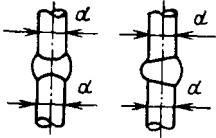
при стыковании сварных и вязаных каркасов центрально- и внецентренно-сжатых колонн в пределах стыка должны ставиться дополнительные хомуты на расстояниях не более  $10d$  ( $d$  — диаметр стыкуемых стержней).

Таблица 4.19. Основные типы сварных соединений стержневой арматуры

Тип соединения	Условное обозначение типов соединения	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
1. Крестообразное ГОСТ 14098-68	КТ-2		Горизонтальное	Контактная точечная	A-I A-II A-III B-I Bp-I	6—40 10—80 6—40 3— 8 3— 5	В соединениях типов КТ-2 и КТ-3 отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,25—1,0. В соединениях типа КТ-3 отношение меньшего диаметра среднего стержня к одному из одинаковых крайних стержней большего диаметра должно быть не менее 0,5. Возможно вертикальное положение стержней, как правило, при сварке подвесными клещами
	КТ-3		То же	То же	A-I A-II A-III	6—40 10—80 6—40	
2. Стыковое ГОСТ 14098-68, ГОСТ 19293-73	КС-0		То же	Контактная стыковая	A-I A-II A-III	10— 40 10—80 10—40	
	КС-Р		То же				То же
	КС-М		То же	То же	A-II A-III	10—80 10—40	

	ВО-В		То же	Ванная одно- электродная	A-I A-II A-III	20—40	Сварка выполняется в инвентарных формах
3. Стыковое ГОСТ 14098-68	ВП-Г		То же	Ванная полуав- томатическая под флюсом	A-I A-II A-III	20—40	То же
	ВМ-1		То же	Ванная много- электродная	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	
	ВП-В		Верти- кальное	Ванная полуав- томатическая под флюсом	A-I A-II A-III	20—40	
	ВМ-2		Горизон- тальное	Ванная много- электродная	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	



Тип соединения	Условное обозначение типов соединений	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
4. Стыковое	—		Горизонтальное	Ванная одноэлектродная с желобчатой подкладкой	A-I A-II A-III	20—32 20—32 20—32	
5. Стыковое	—		То же	Ванно-шовная с желобчатой подкладкой	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	Сварка открытой дугой голдой проволокой допускается для стержней диаметром 25—70 мм
		Горизонтальное и вертикальное	Полуавтоматическая многослойными швами с желобчатой накладкой				
6. Стыковое	—		Вертикальное	Многослойными швами с желобчатой подкладкой и без нее	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	

7. Стыковое  
ГОСТ 19293-73

		Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами	A-I A-II A-III	10—40 10—80 10—40	$h_{ш} = 0,25d$ , но не менее 4 мм; $b_{ш} = 0,5d$ , но не менее 10 мм Длины швов: $6d$ и $3d$ — для стали класса А-I и класса А-II марки 10ГТ; $8d$ и $4d$ — для стали класса А-II марки Ст.5 и класса А-III. См. примечание
		Горизонтальное	То же	A-I A-II A-III	10—40 10—80 10—40	
8. Наклесточное		Горизонтальное и вертикальное	То же	A-I A-II A-III	10—40 10—25 10—25	Допускаются для стали классов А-I и А-II марки 10ГТ двухсторонние швы длиной $4d$
9. Наклесточное		То же	То же	A-I A-II A-III	10—40 10—40 10—40	—

Примечание. На схемах поз. 7 суммарную площадь круглых накладок следует назначать в рабочих чертежах или рассчитывать по формуле  $F_{н} = F_{а} \frac{R_{а}}{R_{а.н}} \gamma$ , где  $F_{н}$  и  $R_{а.н}$  — общая площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление стали накладок;  $F_{а}$  и  $R_{а}$  — площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление стали стыкуемых стержней;  $\gamma$  — коэффициент, учитывающий условия работы накладок и равный: 1,5 — для арматуры классов А-I и А-II (диаметры 10—40 мм); 2,0 — для арматуры классов А-II (диаметры 45—80 мм) и А-III.

Таблица 4.20. Параметры для определения длины стыка арматуры внахлестку

Условия работы	Арматура периодического профиля				Гладкая арматура			
	$m_H$	$\Delta\lambda_H$	$\lambda_H$	$l_H$ , мм	$m_H$	$\Delta\lambda_H$	$\lambda_H$	$l_H$ , мм
			не менее				не менее	
Стык в бетоне: растянутом сжатом	0,9 0,65	11 8	20 15	250 200	1,55 1	11 8	20 15	250 200

Стыки внахлестку в нерабочем направлении выполняются:

с перепуском на 100 мм, если считать между крайними рабочими стержнями сеток (рис. 4.25, а, б);

при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более допускается размещать сетки вплотную друг к другу, перекрывая стык специальными стыковыми сетками (рис. 4.25, в).

Допускается выполнять стыки сварных сеток в нерабочем направлении без нахлестки и без перекрытия стыковыми сетками в следующих случаях:

а) при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

б) при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

Стыкуемые внахлестку стержни должны располагаться по возможности вплотную друг к другу, расстояние в свету между ними не должно превышать  $4d$ . Расстояние между стыками внахлестку рядом расположенных параллельных стержней (сеток) не должно быть меньше  $2d$  и не меньше 30 мм.

# Бетонные сооружения гидроэлектростанций

## Глава 5

### ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

#### 5.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИН

Гравитационные плотины на скальном основании подразделяются:

а) по конструкции на массивные; с расширенными швами; с продольной полостью у основания; с экраном или гидроизоляцией на напорной грани; с анкерровкой в основании; ячеистые;

б) по технологическому назначению на глухие; водосбросные (с поверхностными водосливами, с глубинными водосбросами); стационные;

в) по характеру работы на разрезные; неразрезные.

#### 5.2. ОБЩИЕ КОМПОНОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

##### 5.2.1. ПРОФИЛЬ ПЛОТИНЫ

Основным поперечным профилем гравитационной плотины является треугольный с вершиной на отметке нормального подпорного уровня (НПУ) воды в верхнем бьефе. Подъем вершины профиля выше НПУ допускается при специальном обосновании в случае значительной форсировки уровня верхнего бьефа. Верховая (напорная) грань плотины должна быть, как правило, вертикальной, а низовая грань — наклонной без переломов.

Для увеличения устойчивости плотины ее верховой грани может придаваться уклон в нижней части или на всю высоту; уклон верховой грани может назначаться в пределах  $m = 0,05 \div 0,15$ . Уклон низовой грани определяется из условия одновременного обеспечения устойчивости и прочности плотины. Уклон низовой грани, как правило,  $m = 1 : 0,7 \div 1 : 0,75$ .

Для плотин высотой более 100 м могут приниматься при обосновании ломаные или криволинейные очертания граней.

##### 5.2.2. ГРЕБЕНЬ ПЛОТИНЫ

Ширина гребня плотины принимается в зависимости от использования его в эксплуатационный период (проход и проезд, размещение подкрановых путей, водоприемников, шитохранилищ и т.д.), но не менее 2 м.

Превышение гребня глухой плотины над уровнем воды в верхнем бьефе

$$h_{\Gamma} = \Delta h + \eta + a. \quad (5.1)$$

Ветровой нагон воды  $\Delta h$  должен, как правило, приниматься по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается определять его методом последовательных приближений по формуле

$$\Delta h = k_B \frac{W^2 X}{g(H + \Delta h)} \cos \alpha_B, \quad (5.2)$$

где  $k_B$  — коэффициент, при скорости ветра  $W = 20; 30; 40; 50$  м/с соответственно равный  $2,1 \cdot 10^{-6}; 3,0 \cdot 10^{-6}; 3,9 \cdot 10^{-6}; 4,8 \cdot 10^{-6}$ ;  $X$  — протяженность охваченной ветром акватории, м;  $H$  — глубина воды при расчетном уровне, м;  $g$  — ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>;  $\alpha_B$  — угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град.

Возвышение свободной волновой поверхности у вертикальной стены  $\eta$ , отсчитываемое от расчетного уровня воды, определяется по формуле

$$\eta = -h \cos \sigma t - \frac{kh^2}{2} \operatorname{cth} kH \cos^2 \sigma t, \quad (5.3)$$

где  $h$  — высота волны;  $\sigma = 2\pi/\tau$  — частота волны;  $\tau$  — средний период волны, с;  $t$  — время, с;  $k = 2\pi/\bar{\lambda}$  — волновое число;  $\bar{\lambda}$  — средняя длина волны, м.

Расчетные профили и элементы волны показаны на рис. 2.5. Определение элементов волны производится по СНиП 2.06.04—82.

Запас  $a$  назначается с учетом конструктивно-компоновочных решений гребня плотины. Рекомендуется принимать величину запаса  $a$  (с учетом парапета) не менее: для плотин I класса — 0,8 м, II класса — 0,6 м, III и IV класса — 0,4 м.

Отметка верха быков водосливной плотины назначается с учетом отметки гребня глухой плотины, типа затворов, подъемных и транспортных механизмов, условий маневрирования затворами, вертикального габарита мостового перехода, опирающегося на быки.

### 5.2.3. ВНУТРЕННЕЕ УСТРОЙСТВО ПЛОТИНЫ

Смотровые галереи (продольные и поперечные) устраиваются для контроля состояния бетона плотины, сбора и отвода дренажных вод, сообщения внутри плотины, прокладки кабелей и технологических трубопроводов, установки контрольно-измерительной аппаратуры, ведения цементационных и ремонтно-восстановительных работ.

Размеры галерей определяются их назначением: галереи для ведения цементации или бурения дренажных скважин должны обеспечивать транспортировку и работу бурового и цементационного оборудования, их ширина 2,5—3 м, высота 3—3,5 м; смотровые галереи должны иметь ширину не менее 1,2, высоту не менее 2 м.

Для сбора и отвода профильтровавшейся воды в полу галерей устраиваются водосливные лотки с необходимым уклоном в сторону дренажного коллектора. Поперечный уклон пола галерей в сторону водосливного лотка не должен превышать 0,02.

По высоте плотины галереи располагаются через 15—20 м. Сообщение между галереями осуществляется лестницами и лифтами. Аварийные выходы из галерей, оборудованные стремянками, должны предусматриваться на расстоянии не более 300 м друг от друга и не менее двух на галерею. Общее число эксплуатационных (аварийных) выходов из галерей плотины должно быть не менее двух.

### 5.2.4. ДРЕНАЖ ТЕЛА ПЛОТИНЫ

Дренаж обычно представляет собой систему вертикальных дрен, выходящих в смотровые галереи. Расстояние от напорной грани плотины, не имеющей противофильтрационного экрана, до оси дренажа  $b_d$ , а также до верховой стены

продольной смотровой галереи должно назначаться не менее 2 м при соблюдении условия

$$b_{\text{д}} \geq h/J_{\text{доп}}, \quad (5.4)$$

где  $h$  — напор над расчетным сечением;  $J_{\text{доп}}$  — допускаемый градиент напора для бетона плотины, принимаемый независимо от его марки равным 20.

Дрены представляют собой отверстия диаметром 15—30 см, расположенные с шагом 2—3 м; они образуются одним из следующих способов:

- 1) с помощью инвентарной трубчатой опалубки, извлекаемой из бетона;
- 2) из сборных блоков, изготовленных из пористого бетона и имеющих круглые отверстия, соответствующие диаметру дрен;
- 3) бурением скважин в бетоне.

Наиболее дешевым и технологичным является первый способ; бурение дренажных скважин вследствие высокой стоимости может быть рекомендовано только в тех случаях, когда другие способы неприменимы по условиям строительства, например в пробках временных строительных отверстий. Горизонтальный дренаж напорной грани плотины устраивают редко из-за невозможности его контроля и ремонта.

Профильтровавшаяся вода собирается в смотровые галереи, откуда дренажными коллекторами отводится в нижний бьеф самотеком или откачивается насосами.

### 5.2.5. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ И ИХ УПЛОТНЕНИЯ

Деформационные швы подразделяются на постоянные и временные [9] (см. § 5.5).

Постоянные швы устраиваются сквозными (межсекционные швы) и несквозными (швы-надрезы). Сквозные швы разрезают все тело плотины на отдельные секции, несквозные надрезают либо нижнюю часть плотины у основания, либо верхнюю ее часть, либо верхнюю или низовую грань плотины (рис. 5.1).

По форме поверхности швы могут быть плоскими или штрабными. Плоские швы обеспечивают независимую работу секций плотины, штрабные — совместную передачей касательных напряжений и применяются обычно в пространственно работающих плотиных и на береговых склонах. В штрабных швах обычно предусматривается цементация плоскости шва.

Расстояние между постоянными сквозными и несквозными деформационными швами назначается с учетом климатических условий, геологического строения и деформируемости основания плотины, высоты плотины, расположения в ней водопропускных отверстий, размера секций приплотинного здания ГЭС, способов возведения плотины и проверяется расчетом. Разрезка плотины швами должна обеспечивать ее трещиностойкость и предупредить произвольное образование трещин, которое может привести к изменению статической схемы сооружения.

Расстояние между постоянными швами (сквозными и швами-надрезами) обычно назначается в пределах от 9 до 22 м. Ширина постоянных швов должна обеспечивать свободное перемещение секций плотины относительно друг друга с учетом деформативных свойств материала, заполняющего шов, и может приниматься при предварительном назначении 5—20 мм на расстоянии 5—6 м от лицевых краев плотины, а внутри тела плотины 1—3 мм. Расчет ширины шва ведется для наиболее невыгодных условий, обычно складывающихся в строительный период, и проверяется на условия периода эксплуатации.

Постоянные деформационные швы в зависимости от ширины шва могут образовываться:

до 5 мм — окраской разжиженным или горячим битумом;

более 5 мм — наклейкой рулонных гидроизоляционных материалов (асфальтовых матов), нанесением холодной асфальтовой штукатурки, установкой мягких древесно-волокнистых плит, листов пенопласта.

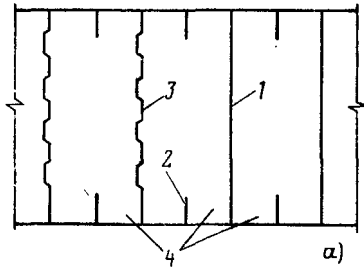
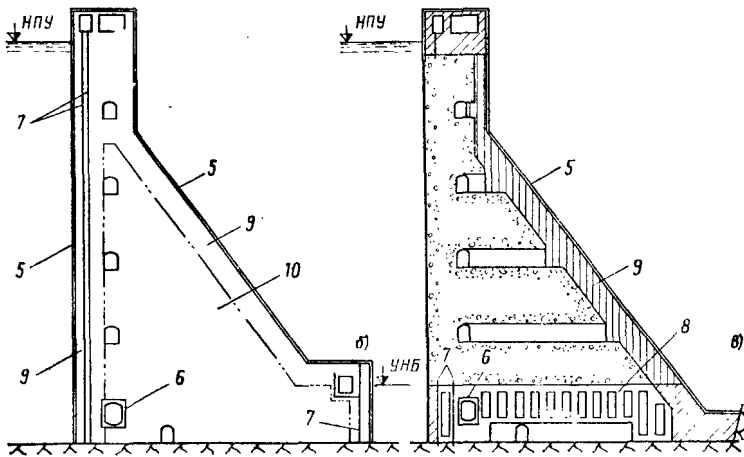


Рис. 5.1. Деформационные швы:

*а* — схематический план; *б* — разрез по межсекционному (сквозному) шву; *в* — разрез по шву-надрезу; 1 — сквозные плоские швы; 2 — швы-надрезы; 3 — сквозные штрабные швы; 4 — секции плотины; 5 — наружные контурные уплотнения; 6 — внутренние контурные уплотнения; 7 — основные уплотнения; 8 — цементуемый участок шва; 9 — заполнение шва у лицевых граней; 10 — заполнение внутренней зоны шва



Уплотнения швов подразделяются на контурные (наружные и внутренние) и основные [63].

Наружные контурные уплотнения (рис. 5.2, *а*) располагаются на наружном контуре шва и должны обеспечивать частичную водонепроницаемость на случай выхода из строя основного уплотнения. Они представляют собой железобетонные элементы или деревянные брусья, резиновые ленты, стальные полосы.

Внутренние контурные уплотнения (рис. 5.2, *б*) устраиваются на контуре служебных помещений при пересечении их со швами и служат для защиты этих помещений от затопления или от попадания в них атмосферных осадков. Уплотнения вокруг помещений, расположенных ниже уровня воды, должны быть рассчитаны на давление воды с учетом работы уплотнения на отрыв.

Основные уплотнения должны обеспечивать полную водонепроницаемость шва. Они располагаются на расстоянии 1—2 м от напорной грани плотины и выполняются в виде металлических листов, устанавливаемых в один или несколько рядов, диафрагм из резины или полимерных материалов, а также асфальтовых шпонок (рис. 5.3).

Металлические уплотнения изготавливаются из меди, латуни, нержавеющей стали. Эти уплотнения должны иметь компенсаторы, предохраняющие листы уплотнений от разрыва при деформации шва (рис. 5.4).

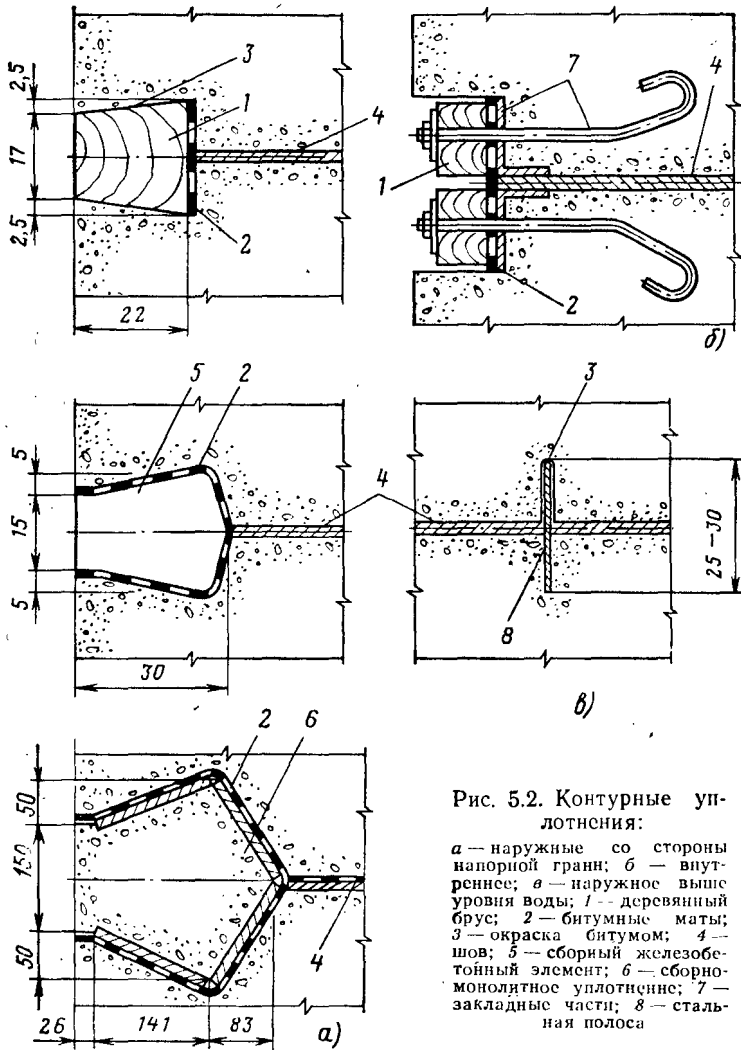


Рис. 5.2. Контурные уплотнения:

а — наружные со стороны напорной гран; б — внутренне; в — наружное выше уровня воды; 1 — деревянный брус; 2 — битумные маты; 3 — окраска битумом; 4 — шов; 5 — сборный железобетонный элемент; 6 — сборномонolithicное уплотнение; 7 — закладные части; 8 — стальная полоса

Резиновые и пластмассовые уплотнения изготавливаются в виде профилированных лент. Материал уплотнений должен удовлетворять условиям прочности, морозостойкости и долговечности.

Асфальтовые шпонки представляют собой вертикальный колодец, проходящий в шве, заполненный асфальтом или битумом с минеральным наполнителем и снабженный системой разогрева материала шпонки (см. рис. 6.9). Для предотвращения вытекания асфальта колодец шпонки ограждается металлическими или другими листами или железобетонными элементами.

Уплотняющие устройства в швах часто дополняются цементацией участка шва в зоне размещения уплотнений (рис. 5.3, б). Для отвода воды, профильтро-



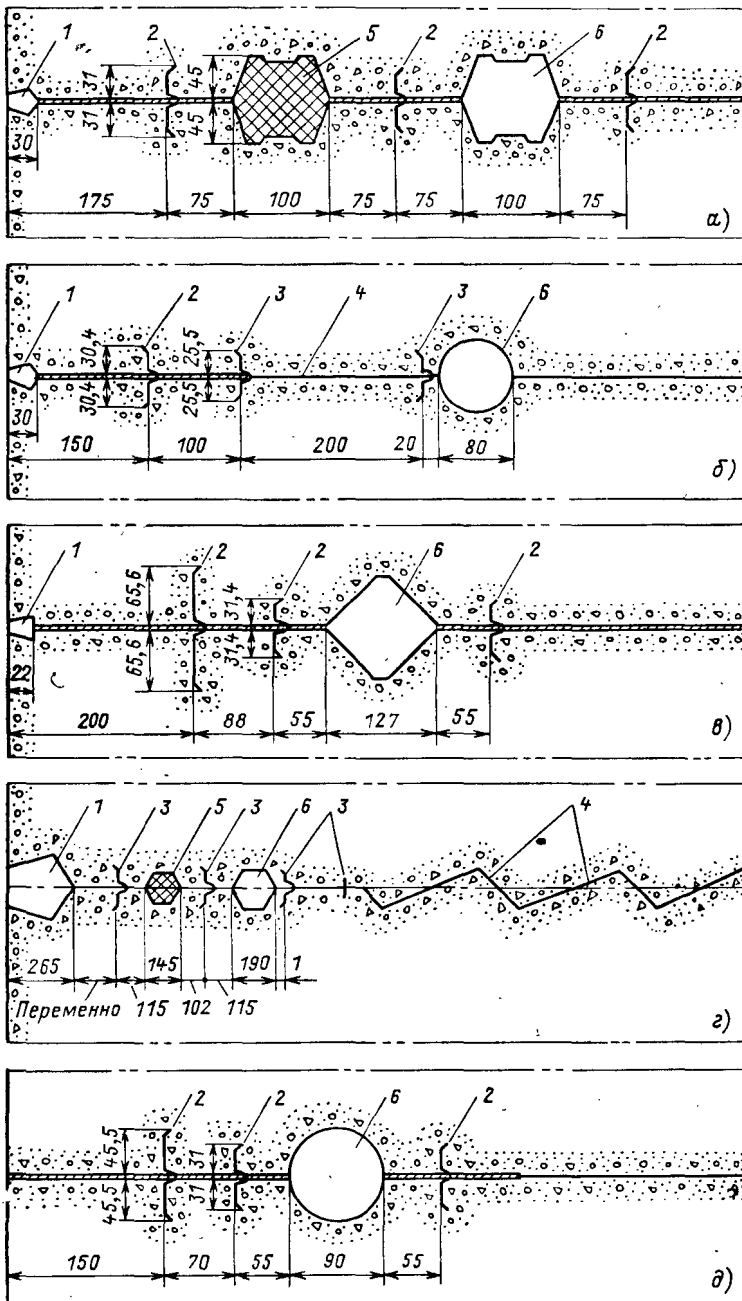
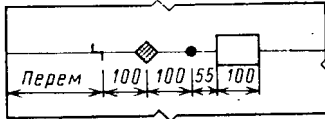
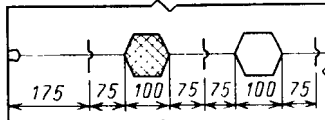
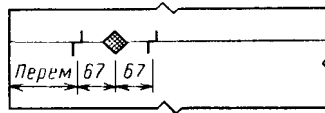
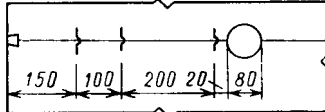
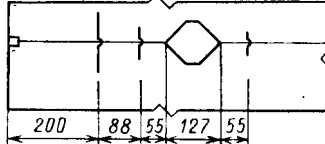
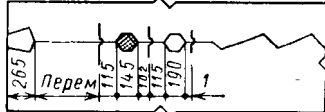
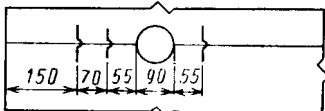
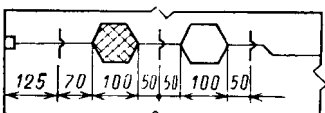


Рис. 5.3. Основные уплотнения швов плотин:

а — Братской; б — Красноярской; в — Усть-Илимской; г — Токтогульской; д — Богучанской; 1 — контурное уплотнение; 2 — латунный лист; 3 — стальной лист; 4 — цементируемый участок шва; 5 — асфальтовая шпонка; 6 — смотровая шахта

Таблица 5.1. Уплотнения швов бетонных плотин на скальных основаниях

Плотина	Тип плотины	Год постройки	Напор на плотину, м	Схема уплотнений шва	Максимальный градиент напора по контуру уплотнения
Бухтарминская	Г	1961	67		61
Братская	ГО	1967	106		36,6
Мамаканская	ГО	1963	47		31,3
Красноярская	Г	1970	97		27,7
Усть-Илимская	Г	1977	88		42,2
Токтогульская	Г	1978	180		42,2
Богучанская	Г	Строится	68		41,5
Курпсайская	Г	Строится	95		32,9

Примечание. Г — гравитационная, ГО — гравитационная облегченная плотны.

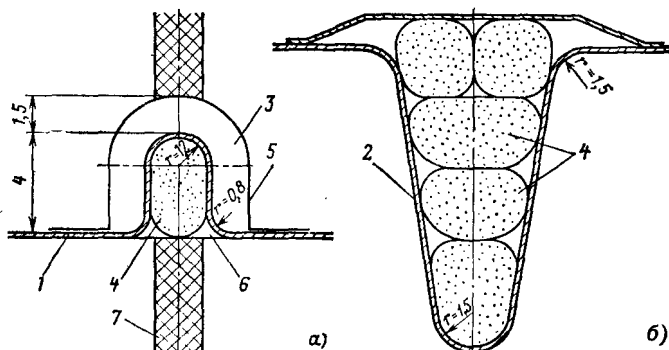


Рис. 5.4. Металлические уплотнения Усть-Илимской (а) и Токтогульской (б) плотин:

1 — латунный лист; 2 — стальной лист; 3 — войлок; 4 — поризол; 5 — стеклоткань; 6 — битум; 7 — шов

вавшейся в шов через бетон или дефекты уплотнений, за уплотнением устраивается дренаж в виде вертикальных дрен, а при высоте плотины более 40—50 м вместо дрен устраивается смотровой колодец, который при необходимости может быть превращен в асфальтовую шпонку. Колодец должен быть ограничен с верхней и нижней стороны уплотнениями, а полость его должна сообщаться с системой отвода дренажных вод плотины.

При проектировании уплотнений швов по требованию СНиП II-54-77 должны соблюдаться следующие условия:

а) сжимающие напряжения на контакте асфальтового материала уплотнения с бетоном должны быть не менее внешнего гидростатического давления воды в этом сечении;

б) градиент напора фильтрационного потока через бетон по контуру уплотнений шва не должен быть больше 20.

Градиенты напора по контуру уплотнений в плотинах, построенных в СССР, приведены в табл. 5.1.

## 5.2.6. ВОДОСЛИВЫ И ВОДОСБРОСЫ

Постоянные водопропускные отверстия в теле бетонных плотин выполняются в виде поверхностных водосливов (рис. 5.5) или глубинных водосбросов (рис. 5.6).

Размеры водопропускных отверстий и их количество определяются из условия пропуска расчетного максимального расхода воды, вероятность превышения которого назначается по табл. 2.4. Расчетный максимальный сбросной расход воды определяется исходя из расчетного максимального расхода воды в реке в естественном незарегулированном состоянии с учетом трансформации его водохранилищем проектируемого объекта и другими действующими водохранилищами, расположенными выше по течению реки, а также с учетом изменений стока, вызываемых хозяйственной деятельностью в бассейне реки.

Расчетный максимальный сбросной расход должен пропускаться через гидроузел при:

- полном открытии всех водопропускных отверстий;
- пропуске воды через все турбины ГЭС;
- использовании других сооружений гидроузла, которые могут использоваться как водосбросы (судоходные шлюзы, водозаборы оросительных систем).

При назначении параметров водобросного фронта должны учитываться:

- а) допустимые при данных геологических условиях удельные расходы воды и скорости в нижнем бьефе;
- б) возможность форсирования уровня верхнего бьефа;
- в) условия пропуска льда и плавающих тел;
- г) влияние потока на русло и другие сооружения гидроузла.

Размеры прямоугольных водопропускных отверстий, перекрываемых затворами, регламентируются СНиП II-50-74.

Пролет (ширина) отверстий, равный размеру в свету между ограничивающими отверстие боковыми вертикальными гранями сооружения, должен приниматься равным, м: 0,4; 0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,25; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30.

За высоту отверстия принимается для поверхностных отверстий — размер от порога до нормального подпорного уровня воды; для глубинных отверстий — размер от порога до верхней грани отверстия. Высота отверстий, м, должна соответствовать следующим значениям: 0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20.

Основным профилем оголовков поверхностных водосливов является криволинейный безвакуумный профиль, плавно сопрягающийся с водосливной гранью плотины; при обосновании допускается применять вакуумные оголовки.

Достоинством поверхностных водосливов являются высокая эксплуатационная надежность, простота обслуживания оборудования и маневрирования затворами, доступность закладных частей затворов для осмотра и ремонта, благодаря чему поверхностные водосливы получили наиболее широкое распространение. В то же время повышенные требования к качеству бетона водосливной грани, особенно при высоте плотин более 100 м, вызывают усложнение и удорожание строительных работ.

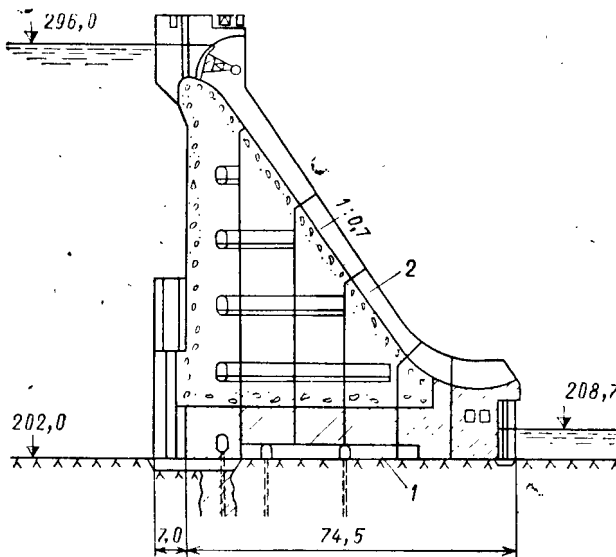


Рис. 5.5. Плотина с поверхностным водосливом:

1 — временные строительные отверстия; 2 — раздельные стенки

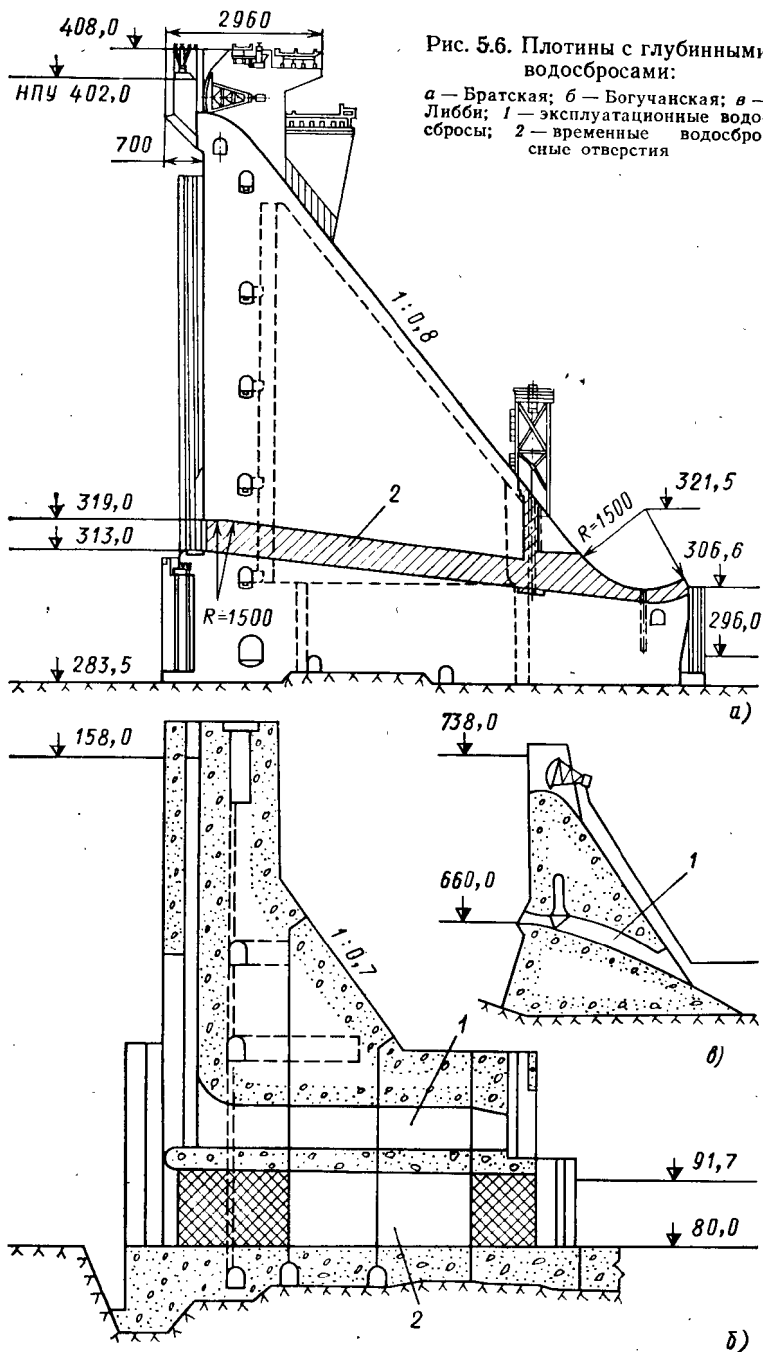


Таблица 5.2. Водосбросы с различными схемами сопряжения бьефов [60]

Плотина	Страна	Высота плотины $H$ , м	Длина плотины по гребню $l_r$ , м	$l_r/H$	Максималь- ный расход в водобойном колодце $Q$ , м <sup>3</sup> /с	Разность отметок ВВ и дна в НБ $T_0$ , м	$QT_0$ , млн. м <sup>4</sup> /с	Удельный расход в во- добойном колодце $q$ , м <sup>3</sup> /с на 1 м длины	$qT_0$ , тыс. м <sup>3</sup> /с	Год оконча- ния строи- тельства
а) Сопряжение бьефов посредством донного гидравлического прыжка										
Бхакра	Индия	225	517	2,3	11 200	178,4	2,00	141,0	25,1	1960
Сакума	Япония	155	293,5	1,9	10 000	144,5	1,44	132,0	19,1	1956
Тагокура	Япония	145	462	3,2	3000	135,0	0,40	50,0	6,8	1960
Детройт	США	140	465	3,3	5000	123,2	0,62	56,0	6,9	1953
Уаррагамба	Австралия	137	350	2,6	12 700	102,0	1,30	139,0	14,2	1961
Койна	Индия	104	792	7,6	3100	84,0	0,26	35,6	3,0	—
Лос Пеарес	Испания	100	250	2,5	~ 5500	92,0	0,51	120,0	11,0	1955
Орлик	ЧССР	91	450	5,0	2550	81,0	0,21	51,0	4,1	—
Булл Шоалс	США	86	687	8,0	15 500	76,6	1,19	63,0	4,8	1951
Солина	ПНР	82	645	7,9	~ 1500	66,5	0,10	30,0	2,0	—
Норрис	США	81	575	7,1	1750	75,2	0,13	17,5	1,3	1936
б) Сопряжение бьефов посредством одной из форм поверхностного прыжка										
Гранд Кули	США	167,5	1280	7,6	35 800	135	4,84	90	12,1	1941
Хеллс Каньон	США	100,6	277,5	2,8	8500	97,5	0,83	174	17,0	1968
в) Сопряжение бьефов отбросом струй носками-трамплинами от сооружения										
Окутадами	Япония	157	475	3,0	2000	155	0,31	100	15,5	1961
Пайн Флет	США	134	555	4,1	11 200	125	1,40	125	15,5	1954
Бао	Испания	107	250	2,3	1180	97,5	0,12	47	4,7	1960
Синьанцзян	КНР	105	435	4,1	14 000	100	1,45	78	7,8	1959
Саньмынься	КНР	99,5	739	7,4	4500	82	0,37	37,5	3,1	1962
Риханд	Индия	91	934	10,2	11 300	90	1,00	73	6,5	1961
г) Комбинированная схема сопряжения бьефов										
Дворжак	США	205	980	4,8	5400	204	1,10	155	31,6	1972
Шаста	США	183,5	1067	5,8	7100	165	1,17	62	10,2	1945
Либби	США	136	885	6,5	—	116	—	—	—	—
Супхун	КНДР	107	900	8,4	20 000	97,5	1,95	51	5,0	1943
Хайвасси	США	94	398	4,2	4250	92	0,39	54	5,0	1940

Глубинные водосбросы чаще используются в качестве временных строительных водосбросов (рис. 5.6, а), реже эксплуатационных (рис. 5.6, б, в). При применении эксплуатационных глубинных водосбросов необходимо соблюдение требуемых допусков при изготовлении и монтаже затворов и их закладных частей. Трассу глубинных водосбросов в теле бетонной плотины рекомендуется назначать прямолинейной и горизонтальной. Вследствие более сложных условий эксплуатации (заглубление входных отверстий под уровень верхнего бьефа на большую глубину, большие нагрузки на затворы) глубинные эксплуатационные водосбросы обычно применяются в качестве дополнительных к поверхностным водосливам (плотины Либби, Дворжак и др. [60]).

С о п р я ж е н и е б ь е ф о в может осуществляться различными схемами:

а) посредством донного гидравлического прыжка с плавным сопряжением водосливной поверхности с дном водобоя или с небольшим уступом;

б) при поверхностном режиме сопряжения бьефов с устройством в конце водосброса носка-уступа с горизонтальной или наклонной поверхностью, создающего незатопленный режим;

в) отбросом струи с помощью носка-трамплина;

г) по комбинированной схеме, когда при сбросе часто повторяющихся расходов сопряжение осуществляется по схеме «а», а при экстремальных расходах поток отбрасывается из водобойного колодца-ковша как с низкого носка-трамплина.

Сопряжение бьефов по схеме «а» получило распространение в относительно узких створах (при отношении длины по гребню плотины к высоте около 3). Сопряжение по схеме «б» применяется редко из-за неустойчивости гидравлического режима и больших колебаний уровня воды в нижнем бьефе, а также необходимости больших глубин ниже плотины. Сопряжение отбросом струи по схеме «в» широко распространено в широких створах при прочных скальных основаниях. Комбинированная схема (схема «г») применяется в относительно широких створах, получила распространение в основном на гидроузлах США. Характеристики различных схем сопряжения бьефов приведены в табл. 5.2.

При проектировании водосбросов высоких плотин необходимо учитывать возможность возникновения кавитации. Кавитационная эрозия бетона возникает при скорости течения воды более 14—15 м/с. Причинами ее возникновения являются местные неровности на поверхности бетона, а также конструктивные элементы (пазы, различные отверстия и трубы, выходящие на низовую грань, бычки и др.), за которыми при обтекании их потоком воды образуются зоны с пониженным давлением.

Рекомендуются следующие способы предотвращения кавитационного разрушения бетона водосливных поверхностей: а) создание гладкой поверхности, неровности которой не превышают допустимой величины; б) аэрация слоя потока у поверхности водослива; в) кавитационно-стойкие покрытия; г) правильный подбор и проверка на моделях геометрической формы обтекаемых конструктивных элементов, а также комбинация перечисленных способов.

Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросов гидроузлов приведены в П-38-75.

## 5.2.7. СОПРЯЖЕНИЕ С ОСНОВАНИЕМ

Сопряжение плотины с основанием должно удовлетворять следующим основным условиям: устойчивости сооружения, прочности основания и контакта бетон—скала, надежности подземного контура под действием фильтрации.

Эти условия обеспечиваются оптимальным назначением врезки плотины в скальное основание согласно рекомендациям П-634-75 [72] в сочетании с инженерными мероприятиями по укреплению основания и снижению противодавления на подошву плотины.

**В р е з к а п л о т и н ы.** Глубина скальной врезки назначается на основании технико-экономического сравнения вариантов исходя из минимума затрат

по бетонным и скальным работам, мероприятиям по улучшению основания (цементация, дренаж, анкеровка, заделка трещин) при условии обеспечения перечисленных выше условий: устойчивости плотины, прочности основания и фильтрационной надежности подземного контура.

Обязательному удалению из-под подошвы плотины подлежат интенсивно выветрелые породы (разборный слой), поддающиеся разработке простыми механическими средствами без применения взрывов и плохо поддающиеся укреплению инъекцией. По широко распространенной классификации скальных пород по степени их выветривания породы, подлежащие удалению из основания плотины, соответствуют зоне А [41].

Когда после удаления интенсивно выветрелых пород устойчивость плотины не обеспечивается, должны рассматриваться альтернативы — дальнейшее заглубление подошвы плотины в основание или мероприятия по повышению устойчивости (снижение противодействия за счет дренирования, устройство цементационной завесы, использование упора плотины в скальное основание, анкеровка и др.).

Равномерная деформируемость основания не должна, как правило, служить причиной для увеличения глубины скальной врезки. Неравномерная деформируемость основания неблагоприятно сказывается при расположении более деформируемых пород под нижней гранью плотины, при наличии таких пород под напорной гранью напряженное состояние контакта бетон—скала и основания улучшается.

Способы и сроки ведения работ по подготовке скального основания должны сводить к минимуму возможность разуплотнения скального массива, что достигается оставлением в основании защитного слоя, подлежащего съему непосредственно перед укладкой бетона. Толщина защитного слоя в основании плотины согласно СНиП III-45-75 должна находиться в пределах 8—12 диаметров зарядов, применяемых в вышележащем слое (уступе) разрабатываемого скального массива.

При сопряжении плотины с берегами врезка может осуществляться как уступами, когда обеспечивается устойчивость каждой секции, находящейся на склоне и работающей отдельно, так и без уступов, путем объединения нескольких секций в пространственно работающую конструкцию. В узких каньонах должна рассматриваться возможность отказа от конструктивной врезки в борта при проектировании пространственно работающей плотины (например, Курпсайская плотина).

Противофильтрационные мероприятия и дренаж основания устраиваются для снижения противодействия на подошву плотины, уменьшения фильтрации, обеспечения суффозионной стойкости основания.

Основным средством снижения противодействия является дренаж, устройство которого обязательно во всех случаях. Противофильтрационные мероприятия в основании плотины должны предусматриваться в тех случаях, когда основание плотины сложно водопроницаемыми грунтами ( $k_{\text{ф}} \geq 0,1$  м/сут). Наиболее распространенным способом противофильтрационного укрепления скального основания является устройство цементационной завесы.

Цементационная завеса доводится до практического водоупора (породы, характеризующиеся удельным водопоглощением 0,01—0,05 л/мин) или при отсутствии водоупора — на глубину, равную половине напора на плотину. Расстояние от напорной грани плотины до оси цементационной завесы назначается равным 0,10—0,25 ширины подошвы плотины, если подземный контур состоит из цементационной завесы и дренажа. Если в составе подземного контура предусматривается понур, то положение цементационной завесы должно обосновываться фильтрационными расчетами и расчетами прочности контакта плотины с основанием (цементационная завеса не должна находиться в пределах зоны возможного разуплотнения основания).

Ширина цементационной завесы устанавливается по допустимым градиентам напора согласно табл. 5.3.



Таблица 5.3

Высота плотины, м	Водопроницаемость тела завесы		J <sub>доп</sub>
	Удельное водо-поглощение не более, л/мин	Коэффициент фильтрации не более, см/с	
Более 100	0,01	$1 \cdot 10^{-5}$	30
От 60 до 100	0,03	$6 \cdot 10^{-5}$	20
Менее 60	0,05	$1 \cdot 10^{-4}$	15

Если грунты основания слабоводопроницаемы ( $k_f < 0,1$  м/сут), то устройство цементационной завесы должно быть обосновано. При отказе от устройства глубокой цементационной завесы при необходимости устраивается укрепительная цементация зоны контакта плотины с основанием. Укрепительная цементация может применяться для улучшения напряженного состояния зоны контакта плотины с основанием, в этом случае цементация проводится под нижней гранью плотины с целью повышения модуля деформации основания.

Дренаж основания располагается за цементационной завесой (если она имеется) на расстоянии от ее нижней границы не менее удвоенного расстояния между скважинами в завесе и не менее 4 м. Глубина дренажных скважин принимается в пределах 0,5—0,75 глубины противофильтрационной завесы. Скважины дренажа работают по принципу самоизливающихся колодцев и выходят в специальную дренажную галерею. В высоких плотинах могут устраиваться два ряда дренажа. В плотинах небольшой высоты вывод дренажа может осуществляться в цементационную галерею. Вертикальный дренаж основания дополняется при необходимости горизонтальным, в виде продольных и поперечных галерей непосредственно на контакте плотины со скалой.

Крупные трещины и тектонические нарушения заделываются бетоном на глубину и длину, которые необходимы для предотвращения возникновения опасных концентраций напряжений в плотине, для обеспечения ее устойчивости, а также предотвращения фильтрации по трещинам. Глубина заделки трещин определяется расчетом. При прочной скале и вертикальном или близком к нему положении трещин обычно достаточно заделка трещины (тектонической зоны) на глубину порядка 1—2 ширин раскрытия трещины. Перед укладкой бетона трещина расчищается до здоровой скалы.

При наличии горизонтальных или слабонаклонных трещин, по которым может произойти сдвиг, устраиваются бетонные шпонки, работающие на срез и выполняемые в виде подземных выработок, заполняемых бетоном.

Противофильтрационные устройства подземного контура бетонных плотин на скальных основаниях с трещинами тектонического происхождения проектируются с учетом рекомендаций, приведенных в ВСН 02-73 [64].

## 5.3. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

### 5.3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При расчетах на прочность и устойчивость должно соблюдаться условие (2.1) или условие

$$n_c \sigma_p \leq \frac{m_{пл}}{k_H} \Phi(R_a, R_b), \quad (5.5)$$

где  $\sigma_p$  — расчетное значение напряжения;  $\Phi$  — функция, вид которой зависит от характера напряженно-деформируемого состояния плотины;  $R_a, R_b$  — расчетные сопротивления соответственно арматуры и бетона, определяемые согласно гл. 3;  $n_c$  и  $k_H$  — коэффициенты сочетания нагрузок и надежности, значения

Таблица 5.4

Факторы, обуславливающие введение коэффициента условий работы	$m_{пл}$
1. Расчеты устойчивости гравитационных и контрфорсных плотин на скальных основаниях:	
а) для поверхностей сдвига, проходящих по трещинам в массиве основания	1
б) для поверхностей сдвига, проходящих по контакту бетон — скала и в массиве основания частично по трещинам, частично по монолиту	0,95
2. Расчеты общей и местной прочности бетонных и железобетонных плотин и их элементов для случаев, когда определяющей является прочность бетона в конструкциях:	
а) бетонных:	
для основного сочетания нагрузок и воздействий	0,9
для особых сочетаний нагрузок и воздействий без учета сейсмических	1
то же с учетом сейсмических	1,1
б) железобетонных — плитных и ребристых при толщине плиты (ребра) 60 см и более	1,15
в) то же при толщине плиты (ребра) менее 60 см	1
3. То же для случаев, когда определяющей является прочность ненапрягаемой арматуры:	
а) железобетонных элементов, содержащих в поперечном сечении количество стержней рабочей арматуры:	
менее 10	1,1
10 и более	1,15
б) сталежелезобетонных конструкций (открытых и подземных)	0,8

Примечание. При учете многократно повторяющейся нагрузки на элементы плотин коэффициенты условий работы принимаются согласно § 3.1.3 и 3.3.2.

которых приведены в § 2.2.2;  $m_{пл}$  — коэффициент условий работы, учитывающий особенности работы плотин, их элементов и оснований, принимаемый по табл. 5.4.

Расчеты гравитационных плотин разрезной конструкции, имеющих плоские постоянные поперечные швы, производятся по схеме плоской задачи; рассматривается отдельно одна секция или условно вырезанный 1 м длины плотины.

Расчеты общей прочности плотин производятся методами сопротивления материалов и теории упругости. Выбор метода расчета в соответствии со СНиП II-54-77 производится по табл. 5.5.

В расчетах общей прочности, деформаций, раскрытия швов и трещин расчетное значение модуля упругости бетона плотин рекомендуется принимать: при столбчатой разрезке на блоки бетонирования или при разрезке с перевязкой блоков

$$E = E_0(1 - 0,04n);$$

при послойном бетонировании

$$E = 0,9E_0,$$

где  $E_0$  — начальный модуль упругости бетона, принимаемый по § 3.1.3;  $n$  — число вертикальных межстолбчатых швов на подошве плотины.

Расчетное значение модуля упругости бетона плотин во всех случаях должно находиться в пределах  $0,65E_0 \leq E \leq 25 \cdot 10^9$  МПа.

Таблица 5.5. Выбор метода при расчете бетонных гравитационных плотин на общую прочность

Этап расчета	Плотины всех классов высотой до 60 м	Плотины I и II классов высотой более 60 м
	Основное и особое сочетания нагрузок без учета температурных воздействий	Основное и особое сочетания нагрузок, включая температурные воздействия
Первый	Сопротивление материалов	
Второй	—	Теория упругости

Примечания: 1. Плотины высотой до 60 м допускается рассчитывать методами теории упругости, при этом расчет выполняется на полный перечень нагрузок и воздействий основного и особых сочетаний, установленный для плотин I и II классов высотой более 60 м; в этом случае должны быть обеспечены условия прочности (5.17), (5.20), (5.21) по табл. 5.8.

2. При проектировании плотин всех классов высотой до 60 м в суровых климатических условиях влияние колебаний температуры учитывается согласно примечанию 2 табл. 5.6 и 5.7.

### 5.3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДОМ СОПРОТИВЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ

Обозначения, принятые в настоящем параграфе:

$N$  — нормальная сила, равная сумме проекций на нормаль к расчетному сечению всех сил, действующих на плотину выше расчетного сечения;

$M$  — момент всех сил, приложенных к плотине выше расчетного сечения, относительно центра тяжести этого сечения;

$F$  — площадь расчетного сечения;

$J$  — момент инерции расчетного сечения;

$x$  — расстояние от центра тяжести сечения до точки, в которой определяется напряжение;

$\sigma_y^B, \sigma_x^B, \sigma_y^H, \sigma_x^H$  — соответственно нормальные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам у верховой грани и нормальные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам у низовой грани;

$\tau_{xy}^B, \tau_{xy}^H$  — соответственно касательные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам у верховой и низовой граней;

$\sigma_1^B, \sigma_3^B, \sigma_1^H, \sigma_3^H, \sigma_1, \sigma_3$  — соответственно максимальные и минимальные главные напряжения у верховой грани, максимальные и минимальные главные напряжения у низовой грани, максимальные и минимальные главные напряжения в теле плотины;

$\sigma_p^B$  — нормальные напряжения, действующие по площадкам контактного сечения со скальным основанием у верховой грани. Растягивающим напряжениям соответствует знак плюс;

$\gamma_B$  — удельный вес воды;

$h, h_N$  — соответственно напор над расчетным сечением со стороны верхнего и нижнего бьефов;

$m_1, m_2$  — соответственно наклоны верховой и низовой граней на уровне расчетного сечения;



Нормальные напряжения по горизонтальным площадкам определяются по формуле

$$\sigma_y^B, H = N/F \pm Mx/J. \quad (5.6)$$

Нормальные напряжения по вертикальным площадкам, касательные и главные напряжения на гранях плотины определяются по формулам:

$$\sigma_x^B = \sigma_y^B m_1^2 - \gamma_B h (1 - m_1^2); \quad (5.7)$$

$$\tau_{xy}^B = (\gamma_B h + \sigma_y^B) m_1; \quad (5.8)$$

$$\sigma_1^B = \sigma_y^B (1 + m_1^2) + \gamma_B h m_1^2; \quad (5.9)$$

$$\sigma_3^B = -\gamma_B h; \quad (5.10)$$

$$\sigma_{II}^B = \frac{1 + m_1^2}{2} \left\{ \sigma_y^B [\cos 2(\alpha - \delta) + 1] + \gamma_B h \left[ \cos 2(\alpha - \delta) - \frac{1 - m_1^2}{1 + m_1^2} \right] \right\}; \quad (5.11)$$

$$\sigma_x^H = \sigma_y^H m_2^2 - \gamma_B h_H (1 - m_2^2); \quad (5.12)$$

$$\tau_{xH}^H = (\sigma_y^H + \gamma_B h_H) m_2; \quad (5.13)$$

$$\sigma_1^H = -\gamma_B h_H; \quad (5.14)$$

$$\sigma_3^H = \sigma_y^H (1 + m_2^2) + \gamma_B h_H m_2^2. \quad (5.15)$$

Нормальные растягивающие силы и напряжения в (5.6)—(5.15) принимаются со знаком «плюс», сжимающие — со знаком «минус», изгибающий момент по часовой стрелке принимается со знаком «плюс», против часовой стрелки — со знаком «минус».

### 5.3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДАМИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

Расчет плотин треугольного профиля без учета основания на действие собственного веса и гидростатического давления воды по схеме бесконечного клина единичной толщины (задача Леви) производится согласно § 1.3.7.

Расчеты напряженного состояния плотин совместно с основанием с учетом температурных воздействий, раскрытия горизонтальных строительных швов производятся, как правило, численными методами теории упругости и при необходимости пластичности. Основным расчетным методом является метод конечных элементов, позволяющий учесть неоднородность, анизотропию и прочность материала.

### 5.3.4. УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ

При расчете прочности плотин должны выполняться условия прочности согласно табл. 5.6, 5.7.

При расчете прочности плотин всех классов, имеющих гидроизоляцию напорной грани (напорная грань считается гидроизолированной, если предусмотрена защита гидроизоляции от внешних механических воздействий).

ческих воздействий, возможен ее ремонт или она обладает способностью к самозалечиванию, а дренаж тела плотины предусмотрен непосредственно за гидроизоляцией), должны выполняться следующие условия прочности:

$$\text{во всех точках тела плотины } n_c |\sigma_3| \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_{\text{пр}};$$

$$\text{в зоне верховой грани } b_p \leq b_{p.п};$$

$$\text{в контактном сечении у напорной грани } \sigma_{\text{п}}^{\text{в}} < 0.$$

При расчете плотин всех классов, имеющих гидроизоляцию контакта напорной грани с основанием, для контактного сечения у напорной грани должно выполняться условие  $b_p \leq b_{p.п}$ .

Контакт напорной грани плотины с основанием считается гидроизолированным, если понур имеет длину не менее  $1/6 H$ , а напорная грань защищена противифльтрационным экраном, сопряженным с понуром, на высоту от подошвы не менее  $1/6 B$  и не менее  $2b_{\text{д}}$  ( $b_{\text{д}}$  — расстояние от дренажа тела плотины до верховой грани).

При расчете прочности плотин на нагрузки и воздействия строительного периода во всех точках плотины должны выполняться условия прочности:

$$n_c |\sigma_3| \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_{\text{пр}};$$

$$n_c \sigma_1 \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_p.$$

Таблица 5.6. Условия прочности при расчете плотин всех классов высотой до 60 м

Основное сочетание нагрузок	Особые сочетания нагрузок	Особые сочетания нагрузок, включая сейсмические воздействия
<p>Во всех точках тела плотины</p> $\sigma_1 \leq 0; \quad (5.16)$ $n_c  \sigma_3  \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_{\text{пр}} \quad (5.17)$ <p>В точках напорной грани</p> $\left  \sigma_y^{\text{в}} \right  \geq \frac{1}{4} \gamma_{\text{в}} h \quad (5.18)$ <p>В контактном сечении у напорной грани</p> $\sigma_{\text{п}}^{\text{в}} \leq 0 \quad (5.19)$	<p>Во всех точках тела плотины, кроме зоны верховой грани,</p> $n_c  \sigma_3  \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_{\text{пр}}$ <p>В зоне верховой грани</p> $b_p \leq b_{p.п}^* \quad (5.20)$	<p>Во всех точках тела плотины, кроме зоны верховой грани,</p> $n_c  \sigma_3  \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_{\text{пр}}$ <p>В зоне верховой грани вместо <math>b_p \leq b_{p.п}</math> допускается принимать</p> $n_c \sigma_1 \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} R_p \quad (5.21)$

\* Значения  $b_{p.п}$  принимаются по табл. 5.8.

Таблица 5.7. Условия прочности при расчете плотин I и II классов высотой более 60 м

Первый этап расчета	Второй этап расчета	
Основное и особое сочетание нагрузок без учета температурных воздействий	Полный состав нагрузок и воздействий основного и особого сочетаний	
	без сейсмических воздействий	включая сейсмические воздействия
$\sigma_1 \leq 0$ $n_c  \sigma_3  \leq \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}$ $\left  \sigma_H^B \right  > \frac{1}{4} \gamma_B h$ $\sigma_H^B \leq 0$ <p>При учете сейсмических воздействий условия прочности, как на втором этапе</p>	$n_c  \sigma_3  \leq \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}$ $b_p \leq b_{p.п}^*$	<p>Допускается взамен <math>b_p \leq b_{p.п}</math> принимать:</p> <p>а) для горизонтальных сечений, отстоящих от гребня плотины менее чем на 60 м</p> $n_c \sigma_1 \leq \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр};$ <p>б) для горизонтальных сечений, отстоящих от гребня плотны более чем на 60 м,</p> $n_c  \sigma_3  \leq \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}$ <p>без учета работы бетона на растяжение</p>

\* Значения  $b_{p.п}$  принимаются по табл. 5.8.

Примечания к табл. 5.6 и 5.7: 1. Отклонение от требования (5.18) допускается для верхнего участка напорной грани размером не более  $\frac{1}{4}$  высоты плотины; в этом случае рекомендуется предусматривать конструктивные меры в виде устройства гидроизоляции, диафрагм в горизонтальных строительнх швах, армирования и т. д.

2. При проектировании плотины всех классов высотой до 60 м для районов с суровым климатом следует учитывать влияние сезонных колебаний температуры наружного воздуха. В этом случае состав нагрузок и воздействий, рассматриваемый в расчетах плотины, остается без изменения, напряженное состояние плотины должно удовлетворять условиям прочности (5.16), (5.17), (5.19), а профиль плотины подбирается с учетом раскрытия строительных швов на нижней грани плотины.

3. Если в зоне верховой грани плотины при сейсмических воздействиях не выполняются условия прочности (5.17) и (5.20), то надлежит предусматривать конструктивные мероприятия, в том числе снижение массы оголовка плотины, армирование или предварительное напряжение верховой грани и т. п.

4. При обосновании в состав нагрузок основного и особых сочетаний допускается вводить воздействие набухания бетона верховой грани плотны.

5. На первом этапе расчета плотин высотой более 60 м сейсмические воздействия следует определять по линейно-спектральной теории согласно указаниям главы СНиП II-7-81 для первого тона колебаний и отвечающей этому тону собственной формы колебаний сооружения, определенной методом сопротивления материалов; для горизонтальных сечений, отстоящих от гребня плотины более чем на 60 м, надлежит принимать те же условия прочности, что и на втором этапе расчета.

6. Условия прочности для периода временной эксплуатации принимаются такими же, как и для периода постоянной эксплуатации.

Таблица 5.8. Предельная глубина зоны растяжения  $b_{р.п.}$  у верховой грани гравитационной плотины

Конструктивные особенности и расчетные сечения	Плотины всех классов высотой до 60 м			Плотины I и II классов высотой более 60 м		
	Основное сочетание	Особые сочетания		Основное сочетание	Особые сочетания	
		без сейсмических воздействий	с учетом сейсмических воздействий		без сейсмических воздействий	с учетом сейсмических воздействий
<b>Плотины без расширенных швов</b>						
Горизонтальные сечения тела плотины без гидронизоляционного экрана на верховой грани	Растяжение не допускается	$\frac{1}{7,5} b$	$\frac{1}{3,5} b$	$\frac{1}{2} b_{д}; \frac{1}{7,5} b$	$\frac{1}{6} b$	$\frac{1}{3,5} b$
То же с гидронизоляционным экраном на верховой грани	$\frac{1}{7,5} b$	$\frac{1}{6} b$	$\frac{1}{3,5} b$	$\frac{1}{2} l_{т.н}^{**}; \frac{1}{6} b$	$\frac{1}{5} b$	$\frac{1}{3,5} b$
Контактное сечение плотины без гидронизоляции контакта верховой грани плотины с основанием	Растяжение не допускается	$\frac{3}{10} b_3^*$	$\frac{1}{5} B$	$\frac{3}{10} b_3^*$	$\frac{1}{12} B$	$\frac{1}{5} B$
То же с гидронизоляцией контакта верховой грани плотины с основанием	$\frac{1}{14} B$	$\frac{1}{12} B$	$\frac{1}{5} B$	$\frac{1}{12} B$	$\frac{1}{8} B$	$\frac{1}{5} B$
<b>Плотины с расширенными швами</b>						
Горизонтальные сечения плотины	Растяжение не допускается	$\frac{1}{7,5} fb$	$\frac{1}{3,5} fb$	$\frac{1}{2} fb_{д}; \frac{1}{2} fb_0$	$\frac{1}{6} fb + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_0$	$\frac{1}{3,5} fb + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_0$
			$\frac{1}{7,5} fb$	$\frac{1}{6} b$	$\frac{1}{3,5} b$	
Контактное сечение	То же	$\frac{3}{10} fb_3^*$	$\frac{1}{5} fB$	$\frac{3}{10} fb_3^*$	$\frac{1}{12} fB + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_3^*$	$\frac{1}{5} fB + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_3^*$

\* Если подземный контур плотины не содержит цементационной завесы, то вместо  $b_3$  принимается  $b_{д}^0$ .

\*\* Условие  $b_{р.п.} \ll l_{т.н}/2$  следует выполнять при  $h > h_{т.н}$ . Значения  $l_{т.н}$  и  $h_{т.н}$  принимаются по табл. 5.9:  $f = [8 (d_0/d) - 4 (d_0/d)^2 - 3]$  — безразмерный коэффициент.



Таблица 5.9

Марка бетона	$h_{т.н.}, м$	$l_{т.н.}, м, \text{ при } b/h$					
		0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
М 100	120	10	11	12,5	14	15	16,5
М 150	144	12	13	15	16,5	18,5	20
М 200	156	13	15	16,5	18,5	20,5	22
М 250	174	14,5	16	18	20,5	22,5	24,5
М 300	192	16	18	20	22,5	25	27
М 350	204	17	19,5	22	24,5	27	29,5

Примечание. Расчеты по условию недопущения наклонных трещин должны производиться только для плотин высотой больше  $h_{т.н.}$  и при соответствующих марках бетона.

### 5.3.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ РАСКРЫТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ШВОВ У НИЗОВОЙ ГРАНИ ПЛОТИНЫ<sup>1</sup>

Расчетная схема показана на рис. 5.8.

Со стороны низовой грани на плотину действуют сезонные колебания температуры наружного воздуха

$$T = A \sin \omega t, \quad (5.22)$$

где  $\omega = 2\pi/8760$  1/ч;  $\tau$  — время, ч, за начало отсчета принято 15.04;  $A$  — амплитуда среднемесячных колебаний температур.

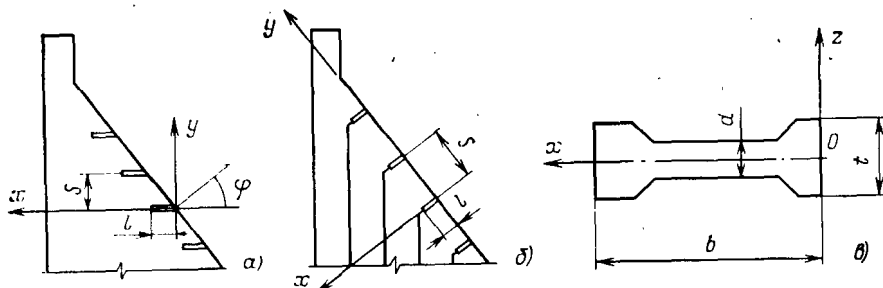


Рис. 5.8. Схема к расчету глубины раскрытия строительных швов у низовой грани плотины:

$a$  — горизонтальных швов;  $b$  — межстолбчатых швов;  $c$  — сечение плотины

Расчет ведется в следующей последовательности.

1. В расчетном сечении определяются  $\sigma_n$  — главные напряжения у низовой грани от собственного веса и гидростатического давления воды.
2. Определяются безразмерные величины  $L_0 = \sqrt{2a/\omega}$ , где  $a$  — температуропроводность,  $m^2/ч$ , и  $d^* = d/L_0$ .
3. Определяется величина  $L^*$  из табл. 5.10 в зависимости от  $d^*$  и величина  $L = L^*L_0$  для контрфорсных плотин и плотин с расширенными швами. Для гравитационных плотин  $L^* = 1$ ,  $L = L_0$ .

<sup>1</sup> Храпков А. А., Гейнац Г. С., Готлиф А. А. Практический метод определения глубины раскрытия строительных швов у низовой грани бетонных плотин. — Известия ВНИИГ, 1979, т. 133, с. 10—17.

Т а б л и ц а 5.10

$d^*$	1,50	2,25	3,00	4,50	6,0
$L^*$	1,40	1,30	1,25	1,20	1,0

4. Определяются величины  $b^* = bL^{-1}$ ,  $t^* = 1/12 tb^3J^{-1}$  для расчетного сечения (в котором определены напряжения), а также  $\sigma_n^* = \frac{\sigma_n}{E\alpha A} \leq 0$  для рассматриваемой отметки (здесь  $\alpha$  — коэффициент линейного расширения).

5. По табл. 5.11 определяются  $g_0$ ,  $g_1^+$ ,  $g_1^-$  в зависимости от  $b^*$ ,  $\sigma_n^*$ ,  $m = \operatorname{tg} \varphi$ .

6. Определяются  $l_0L^{-1}$ :

при  $t^* \geq 1$

$$l_0L^{-1} = g_0 + g_1^+ (t^* - 1); \quad (5.23)$$

при  $t^* \leq 1$

$$l_0L^{-1} = g_0 + g_1^- (t^* - 1) \quad (5.24)$$

и вычисляются  $l_0$ ,  $l_0^*$  —  $l_0/s$ .

7. Определяется величина  $l^*$  по аргументу  $l_0^*$ : вычисляется глубина раскрытия шва  $l = l_0l^*$ .

$l_0^*$	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	$\infty$
$l^*$	0,95	0,90	0,85	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67	0,60

### 5.3.6. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ

Устойчивость плотин на сдвиг должна проверяться:

а) по контакту плотины с основанием;

б) по другим возможным расчетным поверхностям сдвига, полностью или частично проходящим ниже подошвы плотины и определяемым наличием в основании выдержанных трещин, слабых прослоек и т. д.

В зависимости от формы поверхности сдвига различают следующие схемы:

а) поверхность сдвига плоская;

б) поверхность сдвига ломаная — сдвиг вдоль ребер ломаной поверхности (продольный сдвиг) и сдвиг поперек ребер (поперечный сдвиг).

Расчет устойчивости плотин по схеме продольного сдвига (при плоской или ломаной поверхности сдвига) производится по формуле

$$n_c N \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_n} \left[ \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_1^i + c_1^i \omega_i) + m_2 E_n \right], \quad (5.25)$$

где  $N$  — расчетное значение обобщенной сдвигающей силы;  $n$  — число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;  $P_i$  — равнодействующая нормальных напряжений, возникающих на  $i$ -м участке рассматриваемой поверхности сдвига от расчетных нагрузок;  $\operatorname{tg} \varphi_1^i$ ,  $c_1^i$  — расчетные значения сдвиговых характеристик скального грунта по  $i$ -му участку поверхности сдвига;  $\omega_i$  — площадь  $i$ -го участка поверхности сдвига;  $m_2$  — коэффициент условий работы, принимаемый при значениях характеристик  $\operatorname{tg} \varphi_1$  и  $c_1$  и модуля деформации грунта засыпки (упора) меньше, чем для основания на 20% и более, равным единице. В остальных случаях коэффициент  $m_2$  принимается равным 0,7;  $E_n$  — сила сопротивле-

$b^*$	$m$	Значения $g_0$ при $\sigma_H^*$				Значения $g_1^+$	
		0	-0,2 (-0,1)	-0,4 (-0,2)	-0,6 (-0,3)	0	-0,2 (-0,1)
4	0,0	0,963	0,704	0,458	0,224	-1,475	-1,758
	0,30	0,961	0,685	0,425	0,0	-1,639	-1,712
	0,45	0,961	0,661	0,379	0,0	-1,877	-1,653
	0,55	0,952	0,631	0,330	0,0	-2,379	-1,578
	0,65	0,933	0,587	0,261	0,0	-2,333	-1,468
	0,70	0,918	0,558	0,216	0,0	-2,296	-1,395
	0,75	0,898	0,522	0,0	0,0	-2,245	-1,305
	0,80	0,872	0,480	0,0	0,0	-2,179	-1,200
8	0,0	1,667	1,050	0,458	0	-1,117	-0,725
	0,30	1,667	1,056	0,589	0	-1,050	-0,737
	0,45	1,667	1,098	0,598	0	-0,950	-0,826
	0,55	1,667	1,113	0,602	0	-0,878	-0,906
	0,65	1,667	1,117	0,605	0	-0,799	-1,007
	0,70	1,667	1,184	0,605	0	-0,763	-1,063
	0,75	1,667	1,202	0,603	0	-0,730	-1,112
	0,80	1,667	1,218	0,600	0	-0,704	-1,189
15	0,0	1,667	1,520	0,889	0,433	0,0	-0,777
	0,30	1,667	1,520	0,907	0,442	0,0	-0,728
	0,45	1,667	1,588	0,943	0,457	0,0	-0,778
	0,55	1,667	1,641	0,971	0,467	0,0	-0,822
	0,65	1,667	1,667	1,002	0,479	0,0	-0,784
	0,70	1,667	1,667	1,018	0,485	0,0	-0,733
	0,75	1,667	1,667	1,035	0,490	0,0	-0,675
	0,80	1,667	1,667	1,056	0,494	0,0	-0,607
25	0,0	1,667	1,667	1,075	0,551	0,0	0,0
	0,30	1,667	1,667	1,107	0,564	0,0	-0,032
	0,45	1,667	1,667	1,117	0,594	0,0	-0,007
	0,55	1,667	1,667	1,217	0,618	0,0	0,0
	0,65	1,667	1,667	1,275	0,646	0,0	0,0
	0,70	1,667	1,667	1,307	0,661	0,0	0,0
	0,75	1,667	1,667	1,338	0,677	0,0	0,0
	0,80	1,667	1,667	1,370	0,692	0,0	0,0
40	0,0	1,667	1,667	1,200	0,658	0,0	0,0
	0,30	1,667	1,667	1,221	0,680	0,0	0,0
	0,45	1,667	1,667	1,295	0,717	0,0	0,0
	0,55	1,667	1,667	1,356	0,746	0,0	0,0
	0,65	1,667	1,667	1,430	0,782	0,0	0,0
	0,70	1,667	1,667	1,469	0,801	0,0	0,0
	0,75	1,667	1,667	1,510	0,820	0,0	0,0
	0,80	1,667	1,667	1,551	0,839	0,0	0,0

Примечание. В скобках приведены значения  $\sigma_H^*$ , относящиеся к случаю  $b^*=4$ .

Таблица 5.11

при $\sigma_n^*$		Значения $q_1^-$ при $\sigma_n^*$			
$-0,4$ ( $-0,2$ )	$-0,6$ ( $-0,3$ )	0	$-0,2$ ( $-0,1$ )	$-0,4$ ( $-0,2$ )	$-0,6$ ( $-0,3$ )
-1,145	-0,561	-1,203	-1,360	-1,412	-1,393
-1,061	0,0	-1,341	-1,513	-1,568	-1,899
-0,948	0,0	-1,411	-1,725	-1,790	-1,985
-0,824	0,0	-1,430	-1,922	-1,994	-2,051
-0,651	0,0	-1,466	-2,159	-2,259	-2,129
-0,541	0,0	-1,497	-2,217	-2,414	-2,169
0,0	0,0	-1,537	-2,289	-2,915	-2,208
0,0	0,0	-1,590	-2,374	-2,984	-2,244
-0,603	0,0	0,0	-1,234	-0,831	-0,957
-0,662	0,0	0,0	-1,221	-0,875	-0,984
-0,744	0,0	0,0	-1,137	-0,960	-1,025
-0,818	0,0	0,0	-1,074	-1,035	-1,056
-0,911	0,0	0,0	-1,00	-1,129	-1,092
-0,965	0,0	0,0	-0,970	-1,181	-1,110
-1,508	0,0	0,0	-0,930	-1,237	-1,127
-1,499	0,0	0,0	-0,897	-1,297	-1,114
-0,463	-0,299	0,0	-0,293	-0,558	-0,387
-0,465	-0,328	0,0	-0,293	-0,583	-0,406
-0,491	-0,368	0,0	-0,157	-0,654	-0,442
-0,512	-0,404	0,0	-0,051	-0,718	-0,473
-0,536	-0,449	0,0	0,0	-0,796	-0,510
-0,549	-0,474	0,0	0,0	-0,841	-0,531
-0,565	-0,501	0,0	0,0	-0,887	-0,554
-0,597	-0,531	0,0	0,0	-0,924	-0,577
-0,327	-0,202	0,0	0,0	-0,426	-0,319
-0,353	-0,201	0,0	0,0	-0,401	-0,346
-0,396	-0,226	0,0	0,0	-0,437	-0,374
-0,434	-0,248	0,0	0,0	-0,468	-0,398
-0,481	-0,275	0,0	0,0	-0,503	-0,427
-0,508	-0,291	0,0	0,0	-0,523	-0,443
-0,537	-0,307	0,0	0,0	-0,545	-0,460
-0,568	-0,325	0,0	0,0	-0,568	-0,478
-0,252	-0,198	0,0	0,0	-0,313	-0,200
-0,220	-0,216	0,0	0,0	-0,319	-0,217
-0,246	-0,243	0,0	0,0	-0,344	-0,244
-0,270	-0,267	0,0	0,0	-0,366	-0,268
-0,298	-0,278	0,0	0,0	-0,390	-0,297
-0,315	-0,283	0,0	0,0	-0,395	-0,314
-0,332	-0,289	0,0	0,0	-0,314	-0,332
-0,351	-0,295	0,0	0,0	-0,231	-0,352

ния упорного массива скального грунта или обратной засыпки из нескального грунта со стороны низовой грани сооружения, принимаемая при значениях  $\operatorname{tg} \varphi_1$ ,  $c_1$  и модуля деформации грунта засыпки (упора) меньше, чем для основания на 20% и более, как сила активного давления; в остальных случаях эта сила принимается равной силе пассивного давления грунта (см. § 2.3.7).

При проверке устойчивости по контакту с однородным основанием и отсутствии упора в нижнем бьефе формула (5.25) принимает вид

$$n_c N \leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} (P \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 F), \quad (5.26)$$

где  $P$  — равнодействующая всех вертикальных сил;  $F$  — площадь подошвы плотины.

При конструктивной связи, обеспечивающей совместную работу плотины со зданием ГЭС или другими сооружениями, расположенными со стороны нижнего бьефа, доля сдвигающего усилия, приходящаяся на здание ГЭС или другое сооружение, определяется из расчета напряженного состояния контакта плотины и примыкающего к ней сооружения, а для плотин I и II классов высотой более 60 м при сложных геологических условиях, как правило, проверяется на моделях.

Расчет устойчивости плотин по схеме поперечного сдвига производится из условия предельного равновесия призмы обрушения. Общий метод расчета изложен в [36], расчетная схема показана на рис. 5.9.

Возможная призма обрушения разбивается вертикальными плоскостями на отдельные элементы, на каждый из которых действуют силы:  $g$  — равнодействующая сил собственного веса, гидростатического и фильтрационного давления

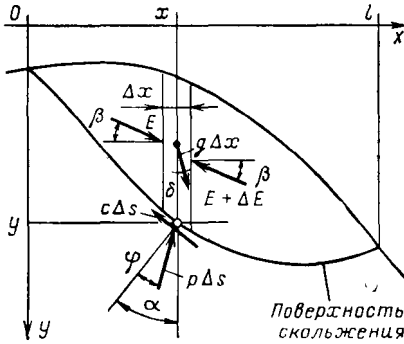


Рис. 5.9. Схема расчета устойчивости при поперечном сдвиге

воды, сейсмических и др.;  $p$  — равнодействующая нормального напряжения и силы трения на поверхности сдвига, отклоняющаяся от нормали к ней на угол трения  $\varphi$ ;  $E$  и  $E + \Delta E$  — силы взаимодействия между элементами призмы обрушения и  $c$  — сила сцепления на поверхности сдвига.

Одним из вариантов общего метода является так называемый метод  $\beta = \text{const}$ , в котором принимается, что угол наклона сил взаимодействия между элементами постоянен в пределах всей призмы обрушения и определяется по формуле

$$\beta = \frac{1}{l} \sum (\alpha_i + \delta_i) \Delta x_i. \quad (5.27)$$

Условие устойчивости (2.1) принимает вид

$$\begin{aligned} n_c \sum \frac{P_i \sin \alpha_i + T_i \cos \alpha_i}{\cos (\alpha_i - \beta - \varphi_i)} \cos \varphi_i &\leq \\ &\leq \frac{m_{\text{пл}}}{k_{\text{н}}} \sum \frac{(P_i \sin \alpha_i - T_i \sin \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi_i + c_i F_i}{\cos (\alpha_i - \beta - \varphi_i)} \cos \varphi_i. \end{aligned} \quad (5.28)$$

Расчет производится в следующей последовательности:

1) назначается возможная поверхность сдвига на основании анализа геологического строения массива и с учетом очертания подошвы сооружения;

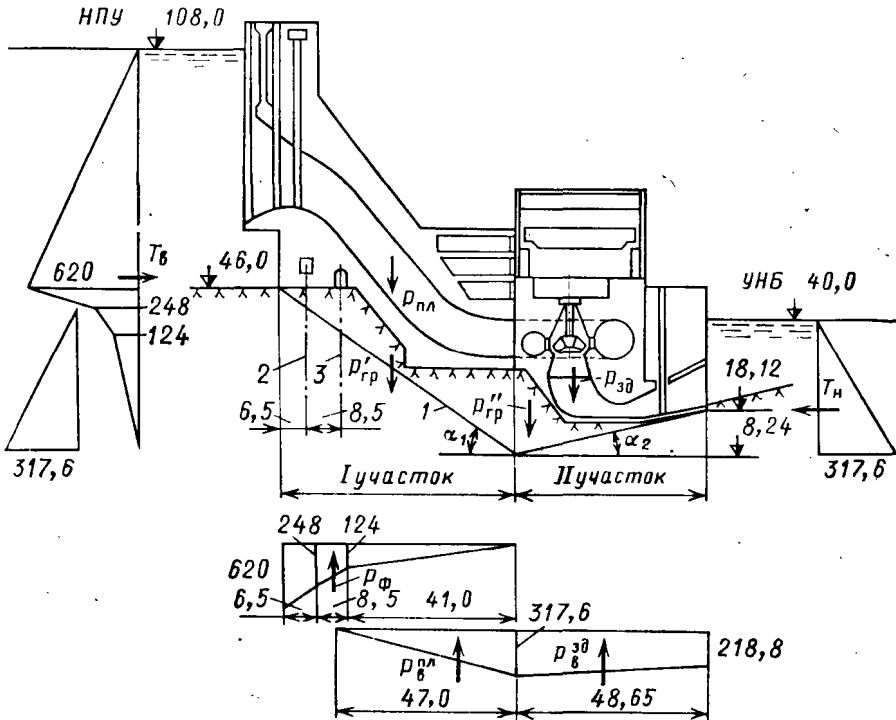


Рис. 5.10. Расчетная схема проверки устойчивости плотины совместно со зданием ГЭС при ступенчатой подошве сооружений:

1 — поверхность скольжения; 2 — ось цементационной завесы; 3 — ось дренажа основания

2) массив основания выше поверхности сдвига вместе с сооружением разбивается на отдельные элементы, имеющие плоскую поверхность сдвига;

3) определяются горизонтальные и вертикальные усилия, действующие на каждый элемент, их равнодействующая и угол отклонения ее от вертикали  $\operatorname{tg} \delta = \Sigma T / \Sigma P$ , где  $\Sigma T$  — сумма горизонтальных сил,  $\Sigma P$  — сумма вертикальных сил;

4) определяется угол  $\beta$  по (5.27);

5) проверяется устойчивость при принятой поверхности скольжения по (5.28).

На рис. 5.10 показана расчетная схема проверки устойчивости плотины со зданием ГЭС при ступенчатой подошве.

## 5.4. ЗОНАЛЬНАЯ РАЗБИВКА И АРМИРОВАНИЕ

### 5.4.1. ЗОНАЛЬНАЯ РАЗБИВКА ПО МАРКАМ БЕТОНА

В зависимости от условий работы бетона в отдельных частях плотины в эксплуатационный период следует различать четыре зоны (рис. 5.11):

I — наружные части плотин и их элементов, находящиеся под атмосферным воздействием, не омываемые водой;

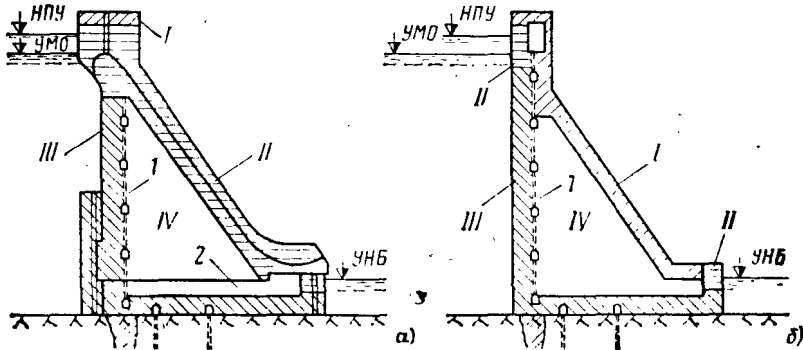


Рис. 5.11. Зональная разбивка по маркам бетона:

а — водосливная плотина; б — глухая плотина; 1 — дренаж тела плотин; 2 — временное водосборное отверстие

II — наружные части плотин в пределах колебания уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, а также части и элементы плотин, периодически омываемые водой: водосбросы, водосливы, водобойные устройства и др.;

III — наружные, а также примыкающие к основанию части плотин, расположенные ниже минимальных эксплуатационных уровней воды верхнего и нижнего бьефов;

IV — внутренняя часть плотин, ограниченная зонами I—III, в том числе бетон, прилегающий к замкнутым полостям плотин с расширенными швами.

#### Требования, предъявляемые к бетону различных зон плотин<sup>1</sup>:

По прочности . . . . .	I—IV
По водонепроницаемости . . . . .	II—III
По предельной растяжимости . . . . .	I—IV
По морозостойкости . . . . .	I—II
По стойкости против агрессивного воздействия воды . . . . .	II—III
По сопротивляемости истиранию потоком воды при наличии взвешенных и влекомых наносов, а также стойкости против кавитации при скорости воды на поверхности бетона 15 м/с и более . . . . .	II
По тепловыделению при твердении бетона . . . . .	I—IV

<sup>1</sup> Для плотин IV класса требования к бетону по предельной растяжимости и тепловыделению допускается не предъявлять.

При назначении ширины наружных зон плотины должны учитываться действующий напор, климатические условия, размеры конструктивных элементов плотин, способ укладки бетона, разбивка на блоки бетонирования. Ширина любой зоны должна быть не менее 2 м. Количество марок бетона в плотине должно быть возможно меньшим, рекомендуется иметь не более 4—5 марок.

#### 5.4.2. АРМИРОВАНИЕ

Арматура, устанавливаемая в плотину, подразделяется на расчетную, конструктивную и монтажную.

Расчетная арматура назначается согласно расчетам, предусмотренным действующими нормами.

Конструктивная арматура устанавливается для уменьшения раскрытия трещин и ограничения их развития в глубину бетонного массива [74]. Необходимость установки этой арматуры и ее количество определяются без расчетного обоснования.

Монтажная арматура устанавливается для сборки арматуры в армокаркасы, армопакеты и т. д. в том случае, если такая сборка не может быть произведена за счет использования расчетной и конструктивной арматуры.

Расчетная арматура назначается в соответствии с указаниями гл. 4.

Таблица 5.12. Рекомендации по конструктивному армированию плотин

Элементы плотин	Конструктивная арматура на 1 м	
	горизонтальная	вертикальная
Зона переменного уровня воды верхней грани в суровых и особо суровых климатических условиях при расстоянии между межсекционными швами или швами-надрезами:		
до 16 м	4Ø16	4Ø16
от 16 до 30 м	4Ø20	4Ø16
более 30 м	4Ø25	4Ø16
Верховые грани плотин от отметки гребня до УМО при расстоянии между межсекционными швами или швами-надрезами для условий особо сурового, сурового и умеренного климата соответственно менее 10—16, 16—20, 20—30 м	4Ø(20—25)	Монтажная
Своды галерей в плотине <sup>1</sup> при ширине галерей:		
до 5 м	4Ø20	—
более 5 м	4Ø(25—32)	—
Поверхности шахт прямоугольного очертания глубиной до 20 м при размере отверстия:		
до 4 м	4Ø16	Монтажная
от 4 до 6 м	4Ø20	То же
более 6 м	4Ø25	»
Поверхности шахт прямоугольного очертания глубиной более 20 м и при размере отверстия более 4 м	См. выше	4Ø16
Швы-надрезы на гранях плотины	8Ø(25—28) с расположением в два ряда	Монтажная
Швы-надрезы в прискальной зоне плотин:		
до линии дренажа	8Ø36 с расположением в два ряда	То же
за линией дренажа, если шов не замыкается поперечной смотровой галереей	8Ø32 с расположением в два ряда	»

<sup>1</sup> Если пол галерей располагается на поверхности нижележащего блока, то арматура располагается только по верхнему своду галереи. В том случае, если пол галерей располагается в пределах блока бетонирования на 2 м и более выше верхней отметки нижележащего блока, аналогичное армирование производится и под полом галерей.

При длине галерей между деформационными швами более 30 м допускается устанавливать по всему периметру галерей горизонтальную арматуру диаметром 16 мм.



При отсутствии теоретического или экспериментального обоснования установки расчетной арматуры конструктивному армированию подлежат зоны и участки плотины, указанные в табл. 5.12, где приведены рекомендации по конструктивному армированию, определенные практикой проектирования и строительства.

Оголовки водосливных плотин, водосливные грани плотин, включая водосливные носки, допускается армировать лишь при наличии специального обоснования.

Для конструктивного армирования рекомендуется применять арматуру класса А-II, исходя из необходимости сокращения раскрытия трещин. Марки стали принимаются независимо от температурных, динамических и других условий работы сооружения. В местах концентраций напряжений (окончания швов-надрезов, входящие углы), которые могут служить источником возникновения трещин, рекомендуется применять дисперсное армирование.

### 5.5. РАЗРЕЗКА НА БЛОКИ БЕТонИРОВАНИЯ

В гравитационных плотинах применяются следующие виды разрезки на блоки бетонирования.

Столбчатая разрезка (рис. 5.12, а, б) применяется в плотинах высотой более 50 м. Основное ее достоинство — возможность обеспечения трещиностойкости бетона при относительно невысоких требованиях к температурному режиму бетонной кладки в строительный период. Размеры блоков в плане определяются следующими условиями:

а) поперек потока — расстоянием между постоянными деформационными швами (см. § 5.2.5);

б) вдоль потока — расчетом трещиностойкости бетонной кладки и обеспечением (при цементируемых швах) раскрытия межстолбчатого шва, необходимого для его цементации (не менее 0,5 мм).

Высота блоков определяется из расчета термонапряженного состояния бетона в строительный период и составляет обычно от 1,5 до 3 м в прискальной зоне

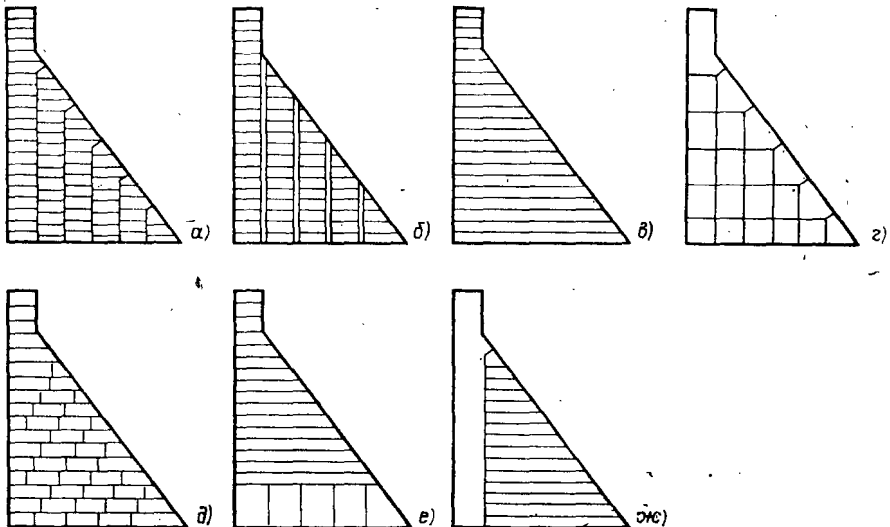


Рис. 5.12. Разрезка плотин на блоки бетонирования

и 3—9 м в свободной. Размеры сторон блоков плотин при столбчатой разрезке составляют обычно от 9 до 25 м.

На поверхности межстолбчатых швов устраивается пилообразное штрабление, ориентация площадок штраб назначается из условия передачи главных сжимающих напряжений. На поверхность площадок, по которым происходит передача главных сжимающих напряжений, выводятся выпуски системы цементации.

Цементация швов проводится при температуре бетона массивов, слагающих шов, близкой к среднесезонной, устанавливающейся в бетоне плотины в эксплуатационный период. Обычно температура бетона при цементации назначается в пределах от 0 до  $+10^{\circ}\text{C}$ . Регулирование температуры бетона при цементируемых швах осуществляется в два этапа: первый — снятие экзотермического пика для обеспечения трещиностойкости бетона и второй — охлаждение бетона до температуры омоноличивания.

Для цементации участков швов, выходящих на низовую грань плотины, промерзающую зимой, применяют цементацию при отрицательных температурах бетона с помощью хладостойких растворов (Зейская плотина) или с предварительным отогревом зоны шва с помощью закладываемой в бетон системы электропрогрева (Усть-Илимская плотина) или прокачкой через систему цементации теплой воды.

Достоинством столбчатой разрезки является возможность управления напряженным состоянием в бетоне с целью получения дополнительного сжатия на напорной грани плотины<sup>1</sup>.

Широкие бетонируемые межстолбчатые швы имеют ширину 1—2 м, необходимую для заполнения шва бетоном после остывания бетонной кладки соседних столбчатых массивов. Достоинством этого типа разрезки является возможность независимого возведения столбов на любую высоту, недостатком, — сложность и трудоемкость бетонирования швов, представляющих собой узкие колодцы, а также увеличение площади опалубливаемой поверхности.

Секционная разрезка, или разрезка длинными блоками (рис. 5.12, в), отличается тем, что блоки ограничены в плане размерами секции плотины, т. е. межсекционными швами и верхней и нижней гранями. Такая разрезка отличается более жесткими требованиями к температурному режиму бетонной кладки по сравнению со столбчатой. Большие размеры блоков требуют укладки бетона одновременно на большой площади блока бетонирования, соответствующей производительности бетонного хозяйства и механизации бетонных работ. В то же время секционная разрезка дает возможность максимально индустриализовать процесс укладки бетона, снизить трудозатраты. Секционная разрезка дает наибольший эффект при применении ее в глухих секциях плотин, где отсутствуют водосбросные отверстия, лестничные и лифтовые шахты и т. д. Отсутствие продольных швов позволяет регулировать температуру бетона только для обеспечения его трещиностойкости.

Разновидностью секционной разрезки является послойная укладка бетона в блоки очень большой площади и малой высоты, осуществленная на плотинах Альпе Джера (Италия), Токтогульской и Курпсайской (ВСН 06-74) [65].

Разрезка высокими блоками (рис. 5.12, г) отличается от секционной тем, что при плановых размерах блоков, соответствующих размерам секции плотины или столба, высота их доводится до 18—20 м. При разрезке высокими блоками благодаря более благоприятному соотношению высоты и длины блоков бетонирования температурный режим является менее жестким, чем при секционной разрезке. Регулирование температуры бетонной кладки в случае отсутствия межстолбчатых швов проводится, как и при секционной разрезке, только в целях обеспечения трещиностойкости кладки.

Разрезка на блоки вперевязку (рис. 5.12, д) допускается для плотин высотой до 50 м в благоприятных климатических условиях. Размеры

<sup>1</sup> Дурчева В. Н., Антонова В. В. Обжатие напорной грани бетонной плотины по данным натурных исследований. — Известия ВНИИГ, 1979, т. 133, с. 44—51.

блоков в плане составляют 9—15 м, по высоте 3—4 м. Укладка блоков проводится через один в каждом ярусе, после чего укладывается замыкающий блок между ними. Перевязка одного блока другим должна составлять не более  $\frac{1}{3}$  высоты блока. Этот вид разрезки не требует искусственного охлаждения бетонной кладки; остывание происходит за счет относительно медленного роста плотины в высоту.

С м е ш а н н а я р а з р е з к а (рис. 5.12, *е, ж*) представляет собой сочетание столбчатой и секционной. Такая разрезка может применяться в высоких плотинах, возводимых с секционной разрезкой, в тех случаях, когда размер нижней части плотины превышает допустимый по условиям трещиностойкости размер длинного блока. Высота столбчатой части может приниматься близкой к максимальному плановому размеру столба. Выше столбчатой части необходимо устройство армопояса.

В проекте Бурейской ГЭС (рис. 5.12, *ж*) предложена разрезка на блоки, при которой верховая часть плотины возводится в виде столба блоками высотой 3 м с регулированием температурного режима, а низовая часть укладывается послойным методом без охлаждения бетона. Шов между верховым столбом и остальной частью плотины имеет штрабы и цементируется.

## Глава 6

# ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

## 6.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИН

Гравитационные плотины на нескальных основаниях разделяются:

- а) по технологическому назначению — на глухие и водосбросные;
- б) по материалу — на бетонные, железобетонные, из кирпичной и каменной кладки;
- в) по высоте — в зависимости от вида грунтов основания на классы в соответствии с табл. 2.2.
- г) по конструкции — на водосливные (рис. 6.1, *а*), водосбросные одноярусные с глубинными водосбросами (рис. 6.1, *б*), водосбросные двухъярусные плотины (рис. 6.1, *в*).

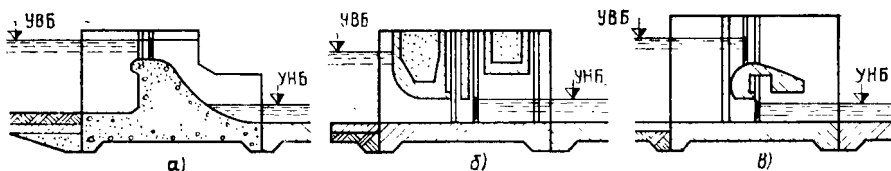


Рис. 6.1. Основные виды водосбросных плотин на нескальном основании:  
*а* — водосливная; *б* — с глубинным водосбросом; *в* — двухъярусная

Гравитационные плотины на нескальных основаниях, как правило, предназначаются для пропуска расходов воды, т. е. являются водосбросными. Наиболее просты при проектировании и в строительстве водосливные плотины с поверхностным водосбросом.

Временные сооружения, выполняемые по конструктивному решению как гравитационные плотины на нескальном основании, относятся к IV классу.

## 6.2. ОБЩИЕ КОМПОНОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

### 6.2.1. ПРИНЦИПЫ КОМПОНОВКИ

Гравитационные плотины на нескальном основании возводятся в качестве основного водосбросного сооружения. Поэтому их расположение в створе диктуется условиями пропуска расчетного расхода, подхода потока воды к сооружению, гашения энергии и оптимальными гидравлическими условиями в нижнем бьефе, определяемыми с учетом других сооружений (например, здания гидроэлектростанции или судоходного сооружения), обеспечения минимального размыва берегов реки.

Обоснование компоновочных решений для большинства гидроузлов производится с помощью лабораторных гидравлических исследований. Исключение могут составить плотины малой высоты на небольших реках, когда проектировщики могут ограничиться расчетным обоснованием и аналогами.

В практике компоновки гидроузлов имеются примеры расположения бетонных основных сооружений в одну линию (рис. 6.2) и с отдельным расположением бетонных сооружений (рис. 6.3).

Местоположение бетонной или железобетонной плотины в створе гидроузла, а также конструктивное решение для плотины (бетонной или железобетонной) обосновываются сравнением технико-экономических показателей разработанных вариантов (их материалоемкости, трудоемкости при строительстве, сроков возведения и, в конечном счете, стоимости).

Следует иметь в виду, что плотина, являясь основным сооружением гидроузла, определяет основные марки бетона и цемента, многие конструктивные решения других сооружений данного гидроузла.

Специфические особенности нескальных податливых оснований и общие компоновочные положения позволяют сформулировать некоторые общие принципы проектирования плотин на нескальном основании.

1. В качестве основного варианта следует рассматривать неразрезную конструкцию без постоянных температурно-осадочных швов. Такое решение оправдано вследствие малого сопротивления основания перемещениям на контакте с плотиной, вызываемым температурными воздействиями. Следует иметь в виду, что роль температурных воздействий на прочность и напряженно-деформированное состояние таких плотин значительно меньше, чем плотин на скальных основаниях. Кроме того, неразрезная конструкция плотины с достаточно мощной фундаментной плитой обеспечивает более равномерную осадку сооружения и равномерные горизонтальные смещения.

2. При разрезной конструкции плотин следует уделять внимание обоснованию размеров и конструкции постоянных температурно-осадочных швов, которые обычно устраиваются между секциями плотины. Размеры швов должны обеспечивать независимость осадок и горизонтальных смещений плотины на неоднородных основаниях. Разрезные конструкции, являясь статически более определенными, лучше приспособляются к температурным воздействиям.

3. В целях сокращения длины бетонных сооружений полезно рассматривать возможность размещения водосбросных отверстий в пределах здания гидроэлектростанций (см. гл. 9). Вместе с тем опыт показывает, что такое решение приводит в некоторых случаях к чрезмерному усложнению конструкции и гидравлических условий нижнего бьефа.

4. Основным элементом конструкции плотин является подземный контур, в который могут входить понуры, шпунты, зубья, противофильтрационные завесы, дренажи. Эти конструктивные элементы назначаются по условиям обеспечения устойчивости на сдвиг и выпор грунта, а также по условию обеспечения фильтрационной прочности грунта в основании, т. е. отсутствия опасности выноса грунта из-под основания плотины.

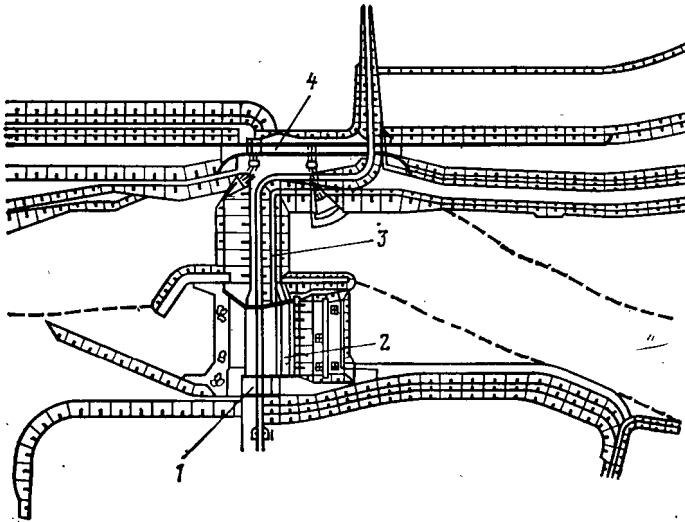


Рис. 6.2. Компонка гидроузла с совмещенным расположением сооружений:

1 — гидроэлектростанция; 2 — водосливная плотина; 3 — земляная плотина; 4 — шлюз

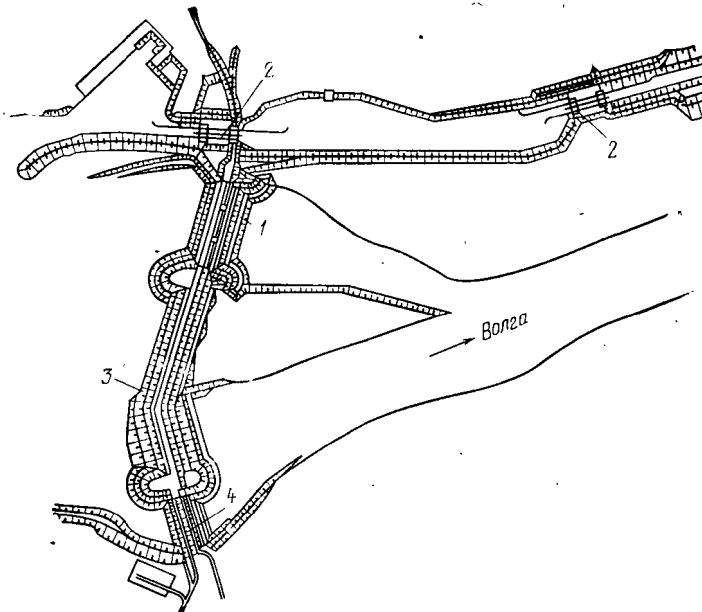


Рис. 6.3. Компонка гидроузла с раздельным расположением сооружений:

1 — водосливная плотина; 2 — шлюз; 3 — земляная плотина; 4 — гидроэлектростанция

5. Сопрягающие бетонные или железобетонные устои при достаточно однородных по деформационным характеристикам основаниях [ $E_0 > 200$  МПа ( $2000$  кгс/см<sup>2</sup>)], обладающих относительно небольшим сроком консолидации, целесообразно возводить жестко связанными с плотиной; при податливом основании [ $E_0 < 200$  МПа ( $2000$  кгс/см<sup>2</sup>)], неоднородном или обладающем большим сроком консолидации, когда можно ожидать значительных и длительных осадок, их следует возводить отдельно от плотины с помощью постоянного деформационного шва или временного шва, допускающего независимые перемещения соседних секций плотины и устоя и омоноличиваемого после окончания основного процесса деформации основания.

### 6.2.2. ВОДОСЛИВЫ И ВОДОСБРОСЫ

В бетонных и железобетонных плотинах, как правило, выполняются следующие типы водосливов.

1. Массивные водосливные оголовки (рис. 6.4) просты по конструкции, требуют незначительного расхода арматуры и относительно несложны по технологии бетонирования. Однако из-за большого расхода бетона на 1 м длины плотины и, следовательно, цемента необходимо для обеспечения трещиностойкости блоков бетонирования осуществлять регулирование температурного режима бетонной кладки в процессе строительства.

Для увеличения трещиностойкости массивного бетонного оголовка при пролете водослива более 25 м в условиях строительства и эксплуатации рекомендуется устройство шва-надреза, прорезающего оголовок до фундаментной плиты.

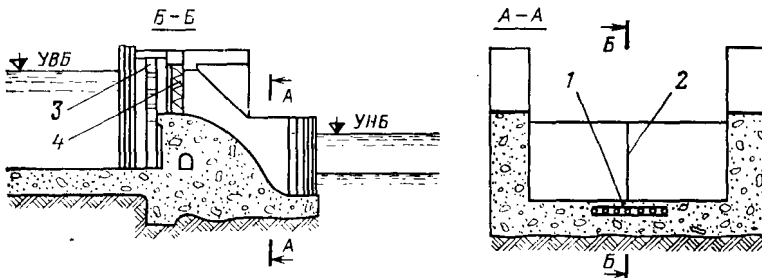


Рис. 6.4. Плотина с массивным оголовком:

1 — арматурная сетка под швом-надрезом; 2 — шов-надрез; 3 — аварийный затвор; 4 — то же рабочий

Под швом-надрезом необходимо предусматривать армирование сетками из арматуры класса А11 диаметром 28—32 с шагом 15—20 см, устанавливаемыми в два ряда (рис. 6.4)

Такие оголовки осуществлены на ряде крупнейших отечественных гидроэлектростанций на Свири, Волге и Днестре.

2. Оголовки с глубинными водосбросами (рис. 6.5) на отечественных гидроузлах осуществляются реже, чем массивные. Они представляют собой железобетонные конструкции, прочность которых должна быть обоснована расчетом.

Такие оголовки можно не разрезать в середине пролета и возводить жестко связанными с бычками, что дает некоторую экономию бетона, при этом устойчивость сооружения обеспечивается с помощью загрузки полостей грунтом (рис. 6.5).

В этом случае, однако, усложняются условия гашения энергии в нижнем бьефе. Как правило, для ремонта требуется устройство ремонтных затворов со стороны верхнего и нижнего бьефов и сложных пазовых конструкций.

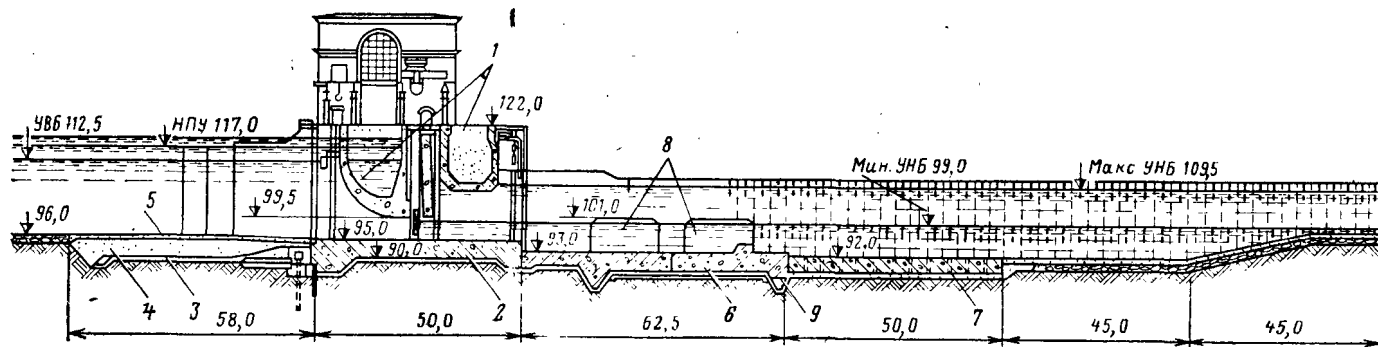


Рис. 6.5. Плотина с глубинным водосбором:

1 — пазухи, засыпанные грунтом; 2 — фундаментная плита; 3 — понур; 4 — пригрузка понура; 5 — крепление понура; 6 — водобой; 7 — рисберма; 8 — гасители энергии; 9 — зуб водобоя

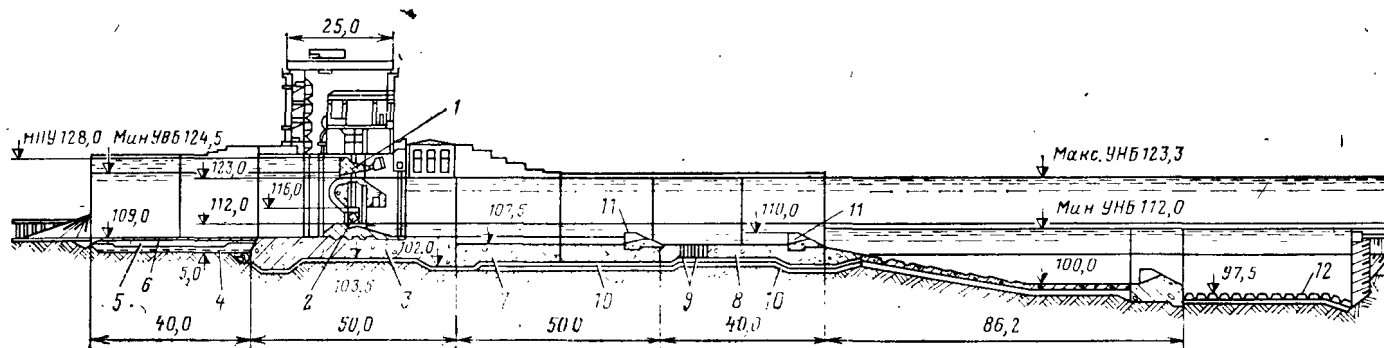


Рис. 6.6. Двухъярусная водосливная плотина:

1, 2 — соответственно затворы верхнего и нижнего водосборов; 3 — фундаментная плита; 4 — понур; 5 — пригрузка понура; 6 — крепление понура; 7 — водобой; 8 — рисберма; 9 — дренажные колодцы; 10 — горизонтальный дренаж водобоя и рисбермы; 11 — гасители энергии; 12 — крепление

3. Двухъярусные оголовки (рис. 6.6) позволяют производить сброс воды как поверхностным водосливом, так и глубинным водосбросом. Оголовок выполняется железобетонным, на конструкцию такого оголовка расходуется небольшой объем бетона и соответственно цемента на 1 м длины плотины. Однако, так же как и в оголовках с глубинным водосбросом, имеет место усложнение пазовых конструкций и необходимость устройства ремонтных затворов со стороны верхнего и нижнего бьефов.

### 6.2.3. КОНСТРУКЦИИ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ

Для гашения энергии водного потока непосредственно за водосбросными отверстиями плотин на нескальных основаниях предусматриваются водобойная плита и рисберма (см. рис. 6.5 и 6.6).

Для обоснования размеров водобоя и рисбермы плотин I—III классов, как правило, проводятся лабораторные гидравлические исследования, для плотин IV класса обоснованием могут явиться гидравлические расчеты и аналоги. Толщина плит водобоя и рисбермы назначается из расчетов на всплытие, на прочность под воздействием пульсационных нагрузок; для водобоя, кроме того, из расчетов общей прочности плотинны.

Конструктивно водобой возводится как вместе с конструкциями водосбросных отверстий или водослива, так и отдельно, отрезанный постоянным швом; рисберма отрезается от водобоя постоянным швом (см. рис. 6.5 и 6.6).

На водобое размещаются гасители энергии в виде:

- а) сплошной водобойной стенки;
- б) водобойной стенки с прорезьями (рис. 6.6);
- в) отдельных выступов трапециевидальной формы (см. рис. 6.5), устанавливаемых в один или чаще в два ряда, иногда с расположенной за ними водобойной стенкой;
- г) гасителей-растекателей, как правило, переменной высоты и состоящих из двух расположенных под углом стенок.

Наиболее совершенное гашение энергии потока получается при обеспечении донного потока с затоплением гидравлического прыжка. В хорошо спроектированных прыжках в пределах зоны затопленного прыжка гасится 60—65% всей кинетической энергии потока [11, 12, 70].

Водобойная плита обычно заканчивается зубом (рис. 6.5), которым она сопрягается с плитами рисбермы. При неразрезной конструкции водобоя такой зуб одновременно служит для предотвращения выпора слабого грунта из-под основания плотины.

Для более полного гашения энергии потока и предохранения русла от размывов за водобоем устраивается рисберма (см. рис. 6.5 и 6.6), обычно сооружаемая из бетонных плит или из каменной наброски. В зависимости от мощности потока воды, размываемости грунтов русла могут использоваться оба конструктивных решения вместе — вначале бетонные плиты, а затем наброска из камня или галечного грунта.

Размеры плит рисбермы в плане определяются расчетами устойчивости на всплытие и сдвиг, а также условиями бетонирования блока плиты рисбермы за один прием. Для невысоких плотин при относительно небольших размерах плит рисбермы могут применяться сборные конструкции и плиты соединяются между собой арматурой для увеличения устойчивости.

В конце рисбермы или на границе между бетонными плитами и наброской или другим гибким креплением дна предусматривается вертикальная стенка, заглубленная в грунт из условия возможной глубины размыва или подмыва дна русла непосредственно за рисбермой (рис. 6.7).

В бетонных плитах водобоя и рисбермы для облегчения условий их работы часто устраиваются дренажные колодцы (см. рис. 6.6), выравнивающие давление воды над плитой и под ней и предотвращающие взвешивание плит. Обычно размеры таких колодцев от  $0,25 \times 0,25$  до  $1,0 \times 1,0$  м, а расстояние между ними от 5 до 10 м, при этом площадь дренажных колодцев должна составлять не менее



1,5% площади всего крепления. Часто колодцы располагаются в шахматном порядке.

При малопроницаемых грунтах основания под бетонными плитами водобоя и рисбермы устраивается дренажный слой (см. рис. 6.6) из песчаного или песчано-гравелистого грунта. В случае опасности суффозии из основания дренаж делается двухслойным с более крупными фракциями вверху непосредственно под бетонными плитами.

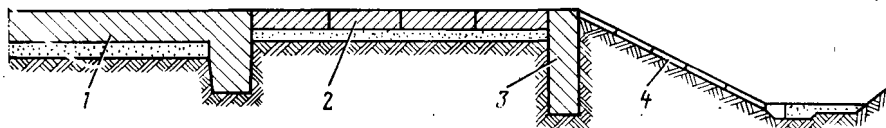


Рис. 6.7. Конструкции нижнего бьефа:

1 — водобой; 2 — рисберма; 3 — вертикальная стенка; 4 — переходное деформируемое крепление

При больших удельных расходах воды и наличии в основании размываемых грунтов (табл. 6.1) предусматривается переходное крепление верхового откоса предохранительного ковша (рис. 6.7) в конце рисбермы. Заложение низового размываемого откоса назначается из условия его устойчивости в строительный период.

Следует учитывать, что все водобойные устройства в зоне максимальных скоростей потока могут подвергаться кавитационному воздействию, истиранию льдом и плавающими телами. В связи с этим к бетонной поверхности водобойных

Таблица 6.1. Неразмывающие средние скорости воды, м/с, для некоторых видов грунтов

Грунты	При глубине 1 м	При глубине 2 м и более
<b>Несвязные грунты</b>		
Песок:		
средний 0,25—0,8 мм	0,32—0,55	0,40—0,70
крупный 0,8—2,4 мм	0,55—0,65	0,70—0,80
Гравий:		
мелкий 2,5—5,0 мм	0,65—0,80	0,80—0,90
средний 5—10 мм	0,80—1,0	0,90—1,20
крупный 10—15 мм	1,0—1,2	1,2—1,4
Булыжник:		
мелкий 75—100 мм	2,4—2,8	3,0—3,4
средний 100—150 мм	2,8—3,4	3,4—4,2
крупный 150—200 мм	3,4—3,9	4,2—4,8
<b>Связные грунты</b>		
Глины и тяжелые суглинки:		
малоплотные	0,4	0,5
среднеплотные	0,8	1,1
плотные	1,2	1,5
очень плотные	1,7	2,1

Примечание. Приведенные данные являются ориентировочными и для гидроузлов I и II классов на стадии рабочего проектирования подлежат уточнению на моделях.

устройств и рисбермы должны предъявляться высокие требования по отсутствию выступов, по ровности и гладкости поверхности. Кроме того, при скоростях выше 15 м/с на поверхности водобойных устройств требуется предусматривать укладку кавитационно-стойкого бетона толщиной не менее 0,5 м.

Для кавитационно-стойкого бетона особо важно получение однородной структуры пор, что лучше всего достигается применением газообразующих добавок [11, 71], обеспечивающих пористость в пределах от 1,5 до 2,5% (например, ГКЖ-94).

Элементы водобоя, гасителей различных конструкций следует армировать на основании расчета на динамические и статические воздействия либо для невысоких плотин — конструктивными сетками из стержней диаметром 16—25 мм.

#### 6.2.4. ПОДЗЕМНЫЙ КОНТУР

Подземный контур плотин на нескальном основании в зависимости от физико-механических свойств грунтов проектируется из следующих конструктивных элементов: понура, вертикальной преграды в виде шпунта, зуба или противофильтрационной завесы, дренажа горизонтального или вертикального.

Применяются следующие основные схемы подземного контура:

- 1) бездренажная фундаментная плита и понур;
- 2) горизонтальный дренаж под фундаментной плитой;
- 3) горизонтальный дренаж под фундаментной плитой и понуром;
- 4) вертикальная преграда, пересекающая водопроницаемое основание на всю его глубину.

При проектировании плотины на песчаных грунтах, перемежающихся с глинистыми, а также при наличии в основании напорных грунтовых вод следует предусматривать устройство глубинных дренажных скважин.

Схему и основные размеры элементов подземного контура следует выбирать на основании фильтрационного расчета плотины с учетом инженерно-геологических условий основания.

Схема 1 применяется для плотин на песчаных грунтах при глубоком (более 20 м) залегании водоупора, когда общая устойчивость сооружения обеспечивается без специальных мер по снижению фильтрационного давления, а по условию фильтрационной устойчивости грунтов основания необходимо устройство удлиненного подземного контура; в остальных случаях на песчаных грунтах следует применять схему 2.

Схема 3 применяется при наличии в основании глинистых грунтов, требующих устройство анкерного понура для обеспечения устойчивости сооружения на сдвиг.

Схема 4 применяется при залегании водоупора на глубине не более 20 м; в этом случае понур можно не предусматривать.

Понур является одним из основных элементов подземного контура и может быть гибким, жестким или смешанной конструкции. Гибкий понур проектируется из грунтов, асфальтовых или полимерных покрытий, жесткий — из бетона и железобетона.

По характеру работы понур может быть чисто противофильтрационным элементом, удлиняющим путь фильтрации в основании и снижающим противодавление на флютбет плотины. Однако обычно проектируются анкерные понуры, имеющие достаточно прочную связь с бетонным флютбетом и предназначенные для увеличения общей устойчивости плотины.

Анкерные понуры изготавливаются, как правило, смешанной конструкции, состоящими из гибких водонепроницаемых элементов и жестких бетонных плит, анкеруемых к телу плотины. В этом случае бетонные плиты понура армируются по расчету на прочность, а выпуски расчетной арматуры присоединяются к плетине в виде шарнирной конструкции, допускающей поворот плиты понура (рис. 6.8).

Длина понура обосновывается фильтрационным расчетом всего подземного контура плотины, который обычно производится на моделях методом ЭГДА.

Толщина понура назначается исходя из допустимого градиента фильтрации в сечении понура, ориентировочно допустимый градиент для глинистых грунтов составляет  $J_{\text{доп}} < 10$ , для торфа  $J_{\text{доп}} < 3$ . Допустимые значения градиентов фильтрации, как правило, уточняются исследованиями суффозионной прочности.

Понур для плотин IV класса выполняется из местных маловодопроницаемых грунтов. Коэффициент фильтрации такого понура должен быть в 50 раз и более меньше коэффициента фильтрации грунтов основания.

Анкерные железобетонные и бетонные понуры устраиваются и на полускальных и слабых скальных основаниях для увеличения устойчивости плотин, что позволяет проектировать более экономичные конструкции самой плотины.

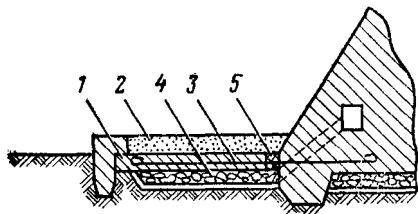


Рис. 6.8. Анкерный понур:

1 — понур; 2 — пригрузка и крепление понура; 3 — арматура; 4 — горизонтальный дренаж понура; 5 — гибкий участок анкерного понура

При устройстве понуров всех видов особое внимание уделяется устройству уплотнения между понуром и телом плотины (рис. 6.8) и сопрягающими подпорными стенами и устоями. При этом сопряжение понура с этими элементами не должно устраиваться жестким во избежание возникновения больших усилий в сопрягаемых элементах.

Шпунты могут быть металлические, деревянные и железобетонные. Вид шпунта выбирается в зависимости от геологических условий, расчетного напора, глубины погружения и наличия механизмов для его установки.

Глубина погружения шпунта устанавливается на основании фильтрационного расчета подземного контура плотины. При наличии относительно близкого водоупора глубину погружения шпунта в водонепроницаемый слой следует принимать не менее 1 м. При глубоком заложении водоупора глубина погружения шпунта должна превышать половину напора на плотину. Шпунты не учитываются и не должны участвовать в восприятии силовых воздействий на плотину.

Кроме шпунтовых стен, под плотинами обычно устраиваются верховой и нижней зубья или один из них (см. рис. 6.5, 6.7).

В песчаных и крупнообломочных грунтах применяются противофильтрационные завесы (цементационные или ише, уплотняющие грунты). Ширина противофильтрационной завесы  $b_3$  определяется из условия  $b_3 \geq \Delta h_3 / J_{\text{доп}}$ , где  $\Delta h_3$  — потеря напора в данном сечении завесы. Допустимый градиент устанавливается на основании исследований либо принимается ориентировочно: для мелкозернистых песчаных грунтов  $J_{\text{доп}} = 2,5$ , для крупнозернистых песков и гравия  $J_{\text{доп}} = 4,0$ ; для крупнообломочного грунта и галечника  $J_{\text{доп}} = 5,0$ .

В последнее время находят применение вертикальные противофильтрационные элементы в виде бетонной стены в грунте; могут рассматриваться и бутобетонные и глинобетонные стены [11, 40].

### 6.2.5. ДРЕНАЖИ

Для повышения эффективности противофильтрационного контура плотин устраиваются дренажные устройства. Дренаж может располагаться под частью понура при малопроницаемых грунтах основания, под флютбетом и водобоем плотин, иногда под рисбермой (см. рис. 6.6, 6.8). Дренаж устраивается в виде одного или двух горизонтальных слоев фильтрующего материала так, чтобы обеспечить фильтрационную устойчивость грунтов основания. Гранулометрический состав дренажных слоев, как правило, определяется на основе исследо-

ваний. Для ускорения уплотнения грунтов основания, а также при наличии напорных вод в основании рекомендуется устраивать вертикальный дренаж, располагаемый под флютбетом плотины и ее водобойной частью.

Проектом должен предусматриваться отвод воды из дренажа всех видов. Такой отвод может производиться через дренажные колодцы в водобое и рисберме, специальные галереи в устоях, а также принудительной откачкой.

### 6.2.6. ШВЫ И УПЛОТНЕНИЯ

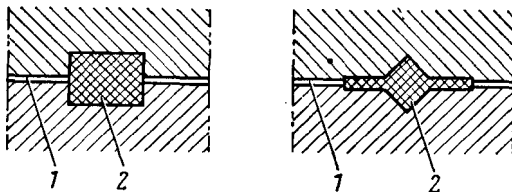
Во всех сопряжениях противофильтрационного подземного контура с элементами тела плотины, а также в постоянных швах сооружения и при сопряжении основного тела плотины с примыкающими сооружениями необходимо предусматривать устройство уплотнений [9, 63].

Плотины на нескальных основаниях вдоль оси (поперек потока) могут, как правило, не разрезаться на отдельные секции. Имеется ряд примеров осуществления плотин длиной 100—120 м и более (см. табл. 9.1) без разрезки. Исключением являются случаи, когда основание плотины достаточно неоднородно. В этом случае устраиваются температурно-осадочные швы, отделяющие участки плотины с различной геологией. Если плотина сопрягается с земляным сооружением или берегом с помощью массивных устоев, то, как правило, рекомендуется последние отрезать от основного тела плотины, за исключением случаев, указанных в § 6.2.1.

Использование неразрезной конструкции позволяет уменьшить общую длину плотины и более компактно конструировать промежуточные бычки с пазами для размещения опорных конструкций затворов.

Рис. 6.9. Уплотнение деформационных швов с помощью шпона, заполненного битумной мастикой:

1 — шов; 2 — битумная мастика



Постоянные швы в плотинах на нескальных основаниях устраиваются переменной ширины для обеспечения свободы вертикальных и горизонтальных перемещений, а также поворота без навала или зависания. Ширина шва внизу может быть минимальной и равной 2 см, увеличиваясь ступенями через каждые 10—12 м на 4 см. В швах размещаются обычно битумные или асфальтовые шпонки сечением не менее 0,2 × 0,2 м (рис. 6.9). В плотинах, возводимых в умеренном и суровом климате, обычно предусматривается электрообогрев асфальтовых шпонок. Однако этот вопрос должен каждый раз рассматриваться в зависимости от температуры твердения используемой мастики [9, 63].

## 6.3. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ

### 6.3.1. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ

Расчет устойчивости плотин в соответствии со СНиП II-16-76 только по схеме плоского сдвига производится для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми или полутвердыми глинистыми грунтами, при выполнении условия

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{B\gamma_{\text{гр}}} \leq B, \quad (6.1)$$

а для оснований, сложенных пластичными, туго- и мягкопластичными глинистыми грунтами, кроме (6.1), при выполнении следующих условий:

$$\operatorname{tg} \psi_1 = \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / \sigma_{\text{ср}} \geq 0,45; \quad (6.2)$$

$$c_v^0 = \frac{k_{\text{ф}}(1+e)t_0}{a\gamma_{\text{в}}h_0^2} \geq 4, \quad (6.3)$$

где  $N_{\sigma}$  — число моделирования;  $\sigma_{\text{max}}$  — максимальное нормальное напряжение в угловой точке подошвы плотины;  $B$  — ширина подошвы плотины;  $\gamma_{\text{гр}}$  — удельный вес грунта;  $B$  — безразмерный критерий, равный трем для оснований из любых грунтов, кроме плотных песков, для которых он принимается равным

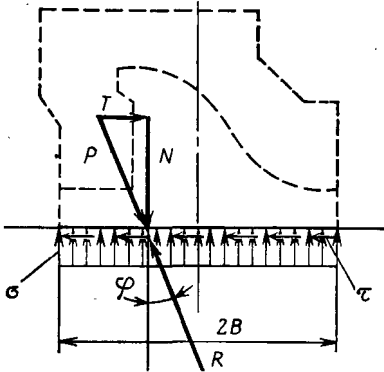


Рис. 6.10. Схема расчета устойчивости при горизонтальной поверхности сдвига

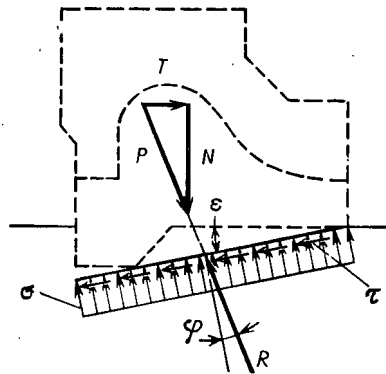


Рис. 6.11. Схема расчета устойчивости при наклонной поверхности сдвига

единице; для всех грунтов оснований плотин I и II классов  $B$  следует уточнять по результатам экспериментальных исследований;  $\operatorname{tg} \psi_1$  — расчетное значение коэффициента сдвига;  $\operatorname{tg} \varphi_1$  и  $c_1$  — расчетные значения параметров сопротивления сдвигу;  $\sigma_{\text{ср}}$  — среднее нормальное напряжение по подошве плотины;  $c_v^0$  — коэффициент степени консолидации;  $k_{\text{ф}}$  — коэффициент фильтрации;  $e$  — коэффициент пористости;  $t_0$  — время возведения плотины;  $a$  — коэффициент уплотнения;  $\gamma_{\text{в}}$  — удельный вес воды;  $h_0$  — расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая равной толщине слоя глинистого грунта  $h_1$  (но не более  $B$ ); если глинистый грунт отделен от подошвы сооружения непроницаемым слоем толщиной  $h_2$ , то следует принимать  $h_0 = h_1 + h_2$  (но не более  $B$ ).

Проверка условий (6.2) и (6.3) связана с условиями консолидации пластичных грунтов: с их водопроницаемостью и временем возведения сооружений и загрузки его полезной нагрузкой, т. е. временем наполнения водохранилища.

Если консолидация основания ко времени наполнения водохранилища заканчивается, можно считать, что действуют обычные расчетные схемы устойчивости, если нет, то возникает нестабилизированное состояние основания.

Проверка устойчивости плотины по схеме плоского сдвига проводится по следующей схеме. Назначается одна или несколько расчетных поверхностей, по которым возможен сдвиг сооружения относительно остального массива основания. При плоской подошве сооружения такой расчетной поверхностью является горизонтальная плоскость, проходящая по подошве плотины (рис. 6.10). При наличии одного или нескольких зубьев за расчетные принимаются плоскости, проходящие через низ зубьев со стороны верхнего и нижнего бьефов. Такие поверхности могут быть как горизонтальными, так и наклонными (рис. 6.11).



Когда проверка устойчивости плотины производится по плоскости, проходящей ниже поверхности основания, к весу плотины прибавляется вес отсека грунта, заключенный между подошвой плотины и поверхностью сдвига. Когда расчетная поверхность сдвига не горизонтальна, в (6.4) и (6.5) подставляются проекции действующих сил на расчетную поверхность и на нормаль к ней.

Если расчетная сдвигающая нагрузка  $N_p$  приложена с эксцентриситетом (в плане)  $e_{N_p} \geq 0,05\sqrt{LB}$ , то расчет устойчивости сооружений производится по схеме плоского сдвига с учетом поворота в плане (в плоскости подошвы), где  $L$  и  $B$  — размеры подошвы;  $e_{N_p}$  и силы предельного сопротивления сдвигу при плоском сдвиге с поворотом  $R_{пл.п}$  определяются по указаниям приложения 1 СНиП II-16-76.

Когда условия (6.1)—(6.3) не соблюдаются, производится расчет устойчивости плотины по схеме смешанного или глубинного сдвига. При смешанном сдвиге сопротивление основания сдвигу принимается равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига  $AB$ , глубинного сдвига  $BV$  и сдвига с выпором  $ВД$  (рис. 6.12); при глубинном сдвиге — на участках глубинного сдвига  $BV$  и сдвига с выпором  $ВД$  (рис. 6.13). Криволинейный участок сдвига  $ВГ$  описывается уравнением логарифмической спирали, остальные участки сдвига  $BV$  и  $ГД$  — прямолинейные.

Расчеты по схеме глубинного сдвига для плотин встречаются реже, чем по схеме смешанного сдвига, так как они характерны для случаев с большой вертикальной нагрузкой, а для схемы смешанного сдвига характерно наличие как вертикальных, так и горизонтальных нагрузок.

### 6.3.2. РАСЧЕТЫ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Для жестких сооружений I—IV классов на однородных нескальных основаниях нормальные контактные напряжения, рассчитываемые по схеме, соответствующей условиям плоской деформации (см. § 1.3.6), определяются в зависимости от формы подошвы плотины и вида грунта основания следующим образом:

а) если основание сложено несвязными грунтами с относительной плотностью  $D \leq 0,5$ , а подошва плотины плоская или близкая к плоской, то по формулам внецентренного сжатия сопротивления материалов (см. § 1.8.8) и по методу «экспериментальных эпюр», приведенному в приложении 4 СНиП II-16-76;

б) если основание сложено связными или несвязными грунтами с относительной плотностью  $D > 0,5$  при плоской подошве плотины или при любой относительной плотности при ломаном очертании подошвы, то по формулам внецентренного сжатия и по методу теории упругости с условным ограничением глубины сжимаемого слоя до  $0,3 B$  для песчаных грунтов и  $0,7 B$  для глинистых грунтов.

Для сооружений III и IV классов, возводимых на несвязных грунтах и IV класса на связных грунтах, допускается использовать только формулы внецентренного сжатия.

Известно, что по формулам внецентренного сжатия эпюры контактных нормальных напряжений получаются линейными (рис. 6.14, а), по методу «экспериментальных эпюр» — параболическими (рис. 6.14, б). Последние дают несколько меньшие значения изгибающих моментов в сечениях плотины, чем линейные. Оба метода являются приближенными, так как не учитывают жесткости самой плотины, что, как правило, приводит к некоторому завышению изгибающих моментов в сечениях плотины.

Метод коэффициента постели и метод теории упругости с условным ограничением глубины сжимаемого слоя позволяют учесть жесткость плотины, а также изменение жесткости в процессе нагружения [17]. При этом реакция основания по сравнению с приближенными методами перераспределяется (рис. 6.14, в); под более жесткими частями сооружения реакция возрастает, под менее жесткими — уменьшается, что приводит к увеличению реакции основания под водосливом и уменьшению ее на крайних участках основания, что в свою очередь приводит к уменьшению изгибающих моментов в сечениях плотины.

Рис. 6.14. Эпюры контактных напряжений:  
 а — по методу сопротивления материалов (внецентренное сжатие); б — по методу «экспериментальных эпюр»; в — по теории упругости с условным ограничением сжимаемого слоя

Коэффициенты постели для ряда оснований приведены в табл. 10.

Касательные контактные напряжения, возникающие под воздействием сдвигающих сил при плоской подошве плотины (или близкой к ней), принимаются пропорциональными нормальным контактным напряжениям, определенным методами внецентренного сжатия, коэффициента постели или «экспериментальных эпюр»

Касательные контактные напряжения, обусловленные воздействием вертикальных сил, при расчетах прочности сооружений, как правило, не учитываются.

Для неоднородных оснований при определении контактных напряжений приближенными методами используются приемы, с помощью которых основание приводится к условному однородному (см. п. 6.13—6.16 СНиП II-16-76); при использовании численных методов теории упругости, в частности метода конечных элементов, учет неоднородности не представляет сложности [26].

При выполнении указанных выше расчетов необходимо иметь в виду следующее. Все бетонные плотины возводятся отдельными блоками бетонирования, таких блоков по ширине подошвы крупной плотины обычно бывает от 3 до 6. Первый ярус бетонирования высотой 3—4 м нагружает основание только в пределах своего блока, причем равномерно распределенной нагрузкой бетонной смеси интенсивностью  $\gamma_b h_1$ , т. е. собственным весом бетона в пределах блока бетонирования высотой  $h_1$ . Эта нагрузка вызывает равную ей по значению и противоположную по знаку реакцию основания  $p = -\gamma_b h_1$ .

Таким образом, на долю нагрузки, учитываемой по описанным выше расчетным схемам, приходится только нагрузка, прикладываемая выше первого слоя бетонирования.

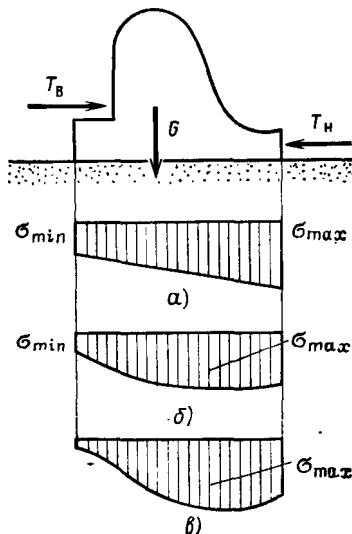
Учет указанного обстоятельства вносит существенные коррективы в эпюру контактных напряжений, определяемых методами теории упругости или коэффициента постели, в сторону их выравнивания и тем самым в ряде случаев приводит к уменьшению изгибающих моментов в расчетных сечениях плотин.

Поскольку бетонные плотины возводятся отдельными частями, секциями, отделенными от бычков, и монолитизируются непосредственно перед наполнением водохранилища, указанное обстоятельство должно учитываться при определении окончательной эпюры контактных напряжений эксплуатационного периода. В этом случае сначала определяются эпюры контактных напряжений под каждой из отдельно возводимых частей плотины  $p_i$ , а затем производится суммирование всех эпюр в одну общую эпюру контактных напряжений.

Учитывая, что эксплуатационные нагрузки прикладываются к полностью или почти полностью возведенному сооружению, ординаты расчетной эпюры контактных напряжений определяют по зависимости

$$p(x, y) = p_1(x, y) + \sum p_i(x, y) + \sum p_q(x, y), \quad (6.6)$$

где  $p_1(x, y)$  — ординаты эпюры напряжений после бетонирования первого по высоте слоя бетона;  $p_i(x, y)$  — ординаты эпюры каждой из независимо возводимых частей плотины;  $p_q(x, y)$  — ординаты эпюры, возникающие в основании плотины после приложения к ней эксплуатационных нагрузок.





При раздельном возведении плотины допускается применение различного подхода к определению частных эпюр контактных напряжений, например, приближенного для отдельных частей и более строгого — для плотины в целом.

Выполнение приведенных выше рекомендаций, уточняющих эпюры контактных напряжений под плотинами, обычно приводит к экономии расчетной арматуры на 20% и более.

### 6.3.3. РАСЧЕТЫ ОБЩЕЙ ПРОЧНОСТИ

Целью расчетов прочности плотин являются определение напряженного состояния в сечениях плотин для обоснования марок бетона по прочности в элементах сооружения, обоснование площади расчетной арматуры в сечениях отдельных элементов плотины, оценка трещиностойкости или раскрытия трещин в сечениях элементов плотины.

Сначала определяются усилия и напряжения в характерных сечениях и точках сооружения, затем площади арматуры и характеристики трещиностойкости сечений. Определение усилий и напряжений, а также подбор арматуры не следует разделять, поскольку расчеты статически неопределимых конструкций должны производиться, как для геометрически нелинейной задачи. Расчеты плотин рекомендуется производить совместно с основанием.

Обычно применяется расчет по схеме приведенной плоской задачи (рис. 6.15). При такой схематизации пространственная конструкция приводится к плоской системе толщиной 1 м, имеющей жесткость отдельных зон или элементов, соответствующую действительной жесткости этих элементов.

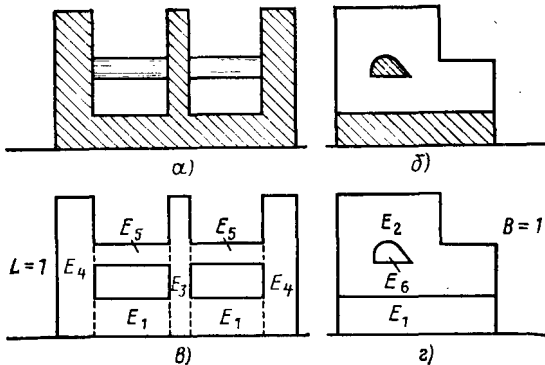


Рис. 6.15. К расчету по схеме приведенной плоской задачи:

*a* и *б* — разрезы поперек и вдоль потока соответственно; *в* и *г* — расчетная аппроксимация

Такой расчет производится как вдоль (рис. 6.15, б), так и поперек потока (рис. 6.15, а), что дает достаточно обоснованные значения усилий и напряжений в расчетных сечениях и характерных точках.

Большинство железобетонных конструкций гидротехнических сооружений являются физически и геометрически нелинейными в силу следующих особенностей [7, 19, 26]:

а) жесткость сечения железобетонного элемента резко падает после образования трещин (физическая нелинейность); при определении этой жесткости важную роль играет площадь арматуры (см. гл. 4); от жесткости сечений и ее распределения в различных частях рассматриваемой конструкции зависит и распределение усилий и напряжений;

б) в зоне напорного фронта в образовавшиеся трещины проникает вода, давление воды в трещинах в соответствии с СНиП II-56-77 (см. также § 4.3.1) зависит от напряженного состояния (геометрическая нелинейность);

в) реакция основания плотин, а также боковых засыпок при наличии их существенно зависит от совместной работы с сооружением (физическая и геометрическая нелинейность).

Для выполнения расчетов с учетом нелинейности используются программы на ЭВМ, основанные на методе конечных элементов [19, 26]; решение задачи получается путем последовательных приближений (итераций). Для расчета плотины достаточно выполнения двух-трех последовательных расчетов с изменением жесткости сечений элементов и эпюры противодавления по результатам предыдущего приближения.

При разработке расчетной схемы для приведенной плоской задачи (рис. 6.15) рекомендуется использовать следующие соотношения:

- а) высоты элементов плотины в натуре и в расчетной схеме равны между собой;
- б) толщина элементов плотины независимо от фактической толщины принимается равной 1 м;
- в) приведенный модуль упругости каждого элемента вычисляется по формуле

$$E_i = E_b L_i / L_{\text{п}}, \quad (6.7)$$

где  $E_b$  — расчетный модуль упругости бетона плотны;  $L_i$  — фактическая толщина данного элемента;  $L_{\text{п}}$  — общая толщина плотины;

- г) модуль деформации основания принимается равным фактическому;
- д) модуль упругости бетона в заведомо трещиностойких зонах расчетной схемы принимается равным 0,8 нормативного модуля упругости бетона данной марки  $E_{\text{т}} = 0,8 E_b$ ;
- е) модуль упругости бетона заведомо нетрещиностойких сечений или областей принимается равным 0,4 нормативного модуля упругости бетона данной марки  $E_{\text{н.т}} = 0,4 E_b$ .

Перечисленные данные принимаются для расчетов первого приближения (итерации). По его результатам уточняются нетрещиностойкие области и подбирается расчетная арматура. Это позволяет уточнить жесткость сечений с учетом раскрытия трещин, а также эпюры противодавления фильтрационной воды в расчетных сечениях. Уточненные данные используются для расчетов во втором приближении. По результатам сравнения второго и первого приближения можно судить о необходимости выполнения третьего приближения. Как правило, трех приближений вполне достаточно для получения результатов, которые могут считаться окончательными.

При уточнении расчетного модуля упругости бетона нетрещиностойких сечений следует иметь в виду, что для гидротехнических сооружений необходимо определять длительную жесткость.

По результатам описанных расчетов производится окончательный подбор арматуры в сечениях, уточняются марки бетона по прочности и производится проверка ширины раскрытия трещин в элементах конструкции (см. § 4.5).

Важное значение для правильной постановки расчетов плотин имеет учет нагрузок и воздействий, соответствующих конкретным условиям работы и конструкции плотины. Нагрузки и их сочетания назначаются в соответствии с § 2.3.1 и 2.3.2 со следующими уточнениями для рассматриваемого типа плотин:

- а) при выполнении расчетов на собственный вес бетона плотины учитывается очередность ее возведения;
- б) в числе горизонтальных сил, действующих на плотину, учитывается усилие, передаваемое от анкерного понура;
- в) при расчетах рамных конструкций плотин, например, при двухъярусных конструкциях плотин или плотин с донными отверстиями учитываются температурные воздействия в направлении поперек потока (рис. 6.15, а). При расчетах температурных воздействий учитываются изменение расчетных температур и перепадов в течение годового цикла, а также разность температуры замыкания элементов плотины и установившейся температуры рамных конструкций. При этом следует учитывать благоприятное воздействие ползучести бетона (см. § 1.6), уменьшающее усилия в элементах сооружения в эксплуатационный период на

10—15% и при переходе от состояния замыкания к эксплуатационному — на 25—30%.

На первом этапе проектирования плотин и при проектировании плотин III и IV классов применяются приближенные методы расчетов общей прочности.

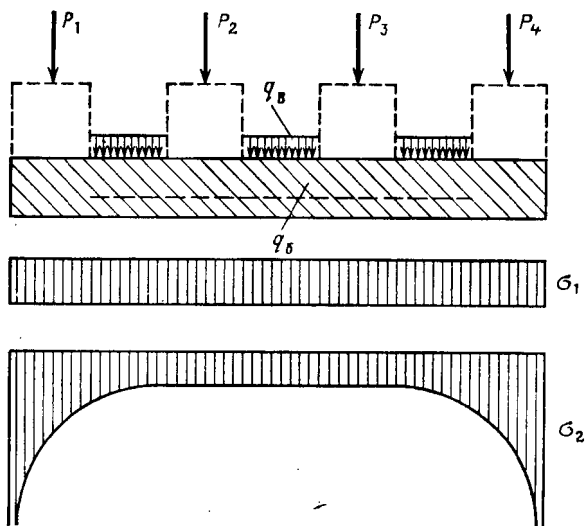


Рис. 6.16. Расчетная схема плотины поперек потока

Основным положением приближенных расчетов общей прочности является независимый расчет их вдоль оси плотины (поперек потока) и поперек ее (вдоль потока).

Для случая поперек потока расчет ведется по схеме балки на упругом основании. Жесткость балки соответствует жесткости полного поперечного сечения плотины (водослив и водобой) и принимается постоянной по длине балки (рис. 6.16). При таком представлении пренебрегают наличием более жестких быч-

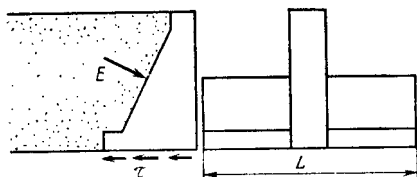


Рис. 6.17. К расчету плотины поперек потока при отрезанном сопрягающем устое

ков, мало влияющих на изгиб всей конструкции. Реакция основания при несвязном песчаном основании  $\sigma_1$  может приниматься равномерной по всей длине как для строительного, так и для эксплуатационного случая.

При особо плотных несвязных основаниях, а также при основаниях, сложенных связными (глинистыми, суглинистыми, моренными) грунтами, реакция основания  $\sigma_2$  может определяться с помощью таблиц расчета балок на упругом основании (приложение 3) как для упругого полупространства или слоя конечной толщины. Для эксплуатационного случая следует учитывать боковую пригрузку от соседних сооружений (грунтовые плотины, здания ГЭС и т. п.). В этом случае

эпюра реакции основания на краях выравнивается, приближаясь к равномерной.

Изгибающие моменты, поперечные силы и эпюры нормальных и касательных напряжений в поперечных сечениях расчетной балки — плотины определяются по формулам сопротивления материалов исходя из линейного характера эпюр нормальных напряжений (см. § 1.8.8).

При наличии грунтовых сооружений, примыкающих к плотины, рекомендуется учитывать в качестве нормальной сжимающей силы давление грунта  $E$  на торец плотины, определяемое как давление покоя (см. § 2.3.7). Если грунтовое сооружение сопрягается с отрезанным от плотины массивным устоем, то не рекомендуется учитывать это давление, поскольку во всех случаях оно целиком или большей частью воспринимается касательными напряжениями  $\tau$  по подошве устоя (рис. 6.17).

### 6.3.4. РАСЧЕТЫ МЕСТНОЙ ПРОЧНОСТИ

При оценке напряженного состояния элементов плотины и при конструировании арматуры учитываются результаты расчета отдельных элементов плотины на местную прочность. Нужно иметь в виду, что сложение результатов расчета на общую и местную прочность допустимо только для усилий и напряжений, но недопустимо складывать площади арматуры, полученные двумя расчетами. Окончательная площадь расчетной арматуры определяется по суммарным усилиям или напряжениям в соответствии со СНиП II-56-77, а также см. гл. 4.

**Расчет анкерного понура.** При расчете анкерного понура прежде всего нужно определить, какая доля общей сдвигающей силы, действующей на плотину, воспринимается понуром. Существуют два способа определения усилия на понур: метод коэффициента сдвига и упругого слоя конечной глубины.

Метод коэффициента сдвига применим в случаях, когда на всей длине понура отсутствует состояние предельного равновесия, т. е. соблюдается условие

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{пр}} = \rho_{\text{пон}} \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (6.8)$$

где  $\tau_{\max}$  — наибольшее касательное напряжение под понуром;  $\tau_{\text{пр}}$  — касательное напряжение под понуром, соответствующее предельному равновесию;  $\rho_{\text{пон}}$  — интенсивность вертикального давления на понур.

В расчетах допускается принимать  $\tau_{\max} = 0,8 \tau_{\text{пр}}$ .

В зависимости от характера распределения площадей арматуры по длине понура горизонтальная сила, воспринимаемая секцией понура, определяется по формулам:

при распределении по треугольнику

$$T'_{\text{пон}} = \frac{T}{1 + \alpha B \frac{k_{1x} I_0 (2\alpha l)}{k_x I_1 (2\alpha l)}}; \quad (6.9)$$

при распределении по прямоугольнику

$$T''_{\text{пон}} = \frac{T}{1 + \alpha B \frac{k_{1x}}{k_x} \operatorname{cth}(\alpha l)}; \quad (6.10)$$

при распределении по трапеции

$$T'''_{\text{пон}} = T'_{\text{пон}} + (T''_{\text{пон}} - T'_{\text{пон}}) F_a^K / F_a^H, \quad (6.11)$$

где  $T$  — полная сдвигающая сила, действующая на секцию плотины;  $k_x$ ,  $k_{1x}$  — коэффициенты постели при сдвиге для грунтов основания понура и плотины соответственно;  $l$ ,  $B$  — длина понура и ширина подошвы плотины соответственно;  $I_0$ ,

$I_1$  — бесселевы функции чисто мнимого аргумента;  $F_a^k, F_a^h$  — площади сечения арматуры в конце и начале (в месте примыкания к плотине) понура соответственно;  $\alpha$  — величина, характеризующая упругие свойства понура и его основания:

$$\alpha = \sqrt{k_x b / E_a F_a^h}, \quad (6.12)$$

где  $E_a$  — модуль упругости арматуры;  $b$  — ширина расчетного участка понура, принимаемая равной 1 м.

Коэффициент постели при сдвиге  $k_x$  определяется по формуле

$$k_x = k_z \frac{1 - \mu}{1 - \mu\nu}, \quad (6.13)$$

где  $k_z$  — коэффициент постели при сжатии (см. табл. 10.1);  $\mu$  — коэффициент Пуассона грунта;  $\nu$  — коэффициент, зависящий от соотношения сторон подошвы фундамента (понура или плотины) в направлении действия сдвигающей силы ( $l$  или  $B$ ) к ширине сечения плотины  $L$ :

$l$ или $B/L$ . . . . .	0,1	0,7	1	2	3	4
$\nu$ . . . . .	0,53	0,52	0,50	0,42	0,37	0,33

Понур может воспринимать значительную долю сдвигающей нагрузки  $T$ , вызывая растяжение в фундаментной плите плотины. После определения силы  $T_{\text{пон}}$  нужно каждый раз проверять, удовлетворяется ли условие (6.8). Если оно не удовлетворяется, то это означает, что длина понура слишком велика и его нужно укоротить или принять другие меры к уменьшению силы, воспринимаемой понуром. Такой мерой может быть уменьшение площади арматуры в понуре. Коэффициент постели при сжатии  $k_z$  определяется с учетом данных полевых исследований; в первом приближении  $k_z$  можно принимать по табл. 10.1.

Сила  $T_{\text{пон}}$  учитывается как при расчете устойчивости плотины на сдвиг, так и при расчете прочности плотины и ее фундаментной плиты.

**Расчеты быков и полубыков.** Быки и полубыки плотин на нескальных основаниях по характеру своей работы мало отличаются от подобных элементов водосбросных плотин на скальных основаниях.

В плотинах с донными водосбросными отверстиями или в двухъярусных плотинах быки или полубыки в пределах донного отверстия или нижнего яруса входят в состав рамных конструкций, и их прочность определяется при общем расчете рамы.

Верхняя часть быков, подвергающаяся воздействию водного потока при сбросе воды, рассматривается как консольная балка. Расчетным для этих конструкций является случай, когда в соседнем пролете пропуск воды не производится.

Во всех случаях расчет быков и полубыков на прочность в продольном направлении (изгиб в плоскости быков) производится с учетом общего изгиба сечения плотины в направлении вдоль потока.

При расчете быков и полубыков (рис. 6.18), не имеющих пазов, на горизонтальные силы  $P$  (давление воды  $T$ , усилия кранов  $S$  и др.), действующие на ограниченной ширине в направлении, перпендикулярном плоскости быков, ограничивается расчетная ширина сечения быка плоскостями, проведенными под углом  $45^\circ$  к вертикалям, проходящим по границам участка, где приложены нагрузки.

При действии на отдельные части быков и полубыков, имеющих пазы, горизонтальной силы  $P$ , направленной перпендикулярно плоскостям быков или полубыков, последние рассчитываются как консольные плиты, заделанные в фундаментную плиту и соединенные между собой в пределах пазового перешейка в нескольких точках по высоте гибкими горизонтальными связями.

**Расчеты отдельных элементов.** Водослив плотины с высоким порогом при наличии температурных швов между массивом водослива и быками рассчитывается как консоль, заделанная в фундаментную плиту, а при отсутствии температурных швов — как плита, заделанная по трем сторонам.

Для плотин рамной конструкции, когда при расчетах общей прочности по направлению вдоль оси не удается учесть нагрузки, приложенные непосредственно к горизонтальным перекрытиям (ригелям) рам, эти перекрытия рассчитываются по схеме балок с заземленными концами или упруго заделанными торцами, и полученные усилия добавляются к тем, которые определены из расчетов общей прочности.

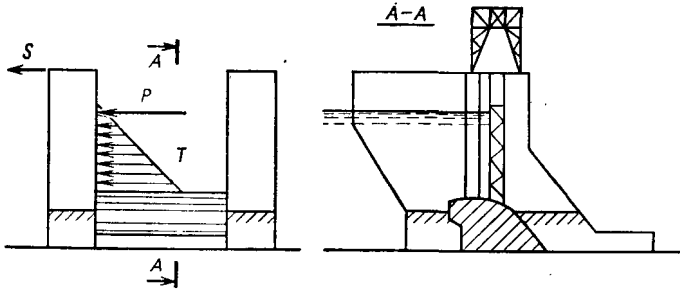


Рис. 6.18. Схема к расчету быка

Опорные площадки для затворов, входящие в состав пазовых конструкций быков, рассчитываются по схеме короткой консоли в соответствии со СНиП II-56-77 (см. также гл.9), если они располагаются между пазами; в остальных случаях опорные площадки рассчитываются по теории упругости.

Для плоских и сегментных затворов в ряде случаев опорные конструкции целесообразно рассчитывать методами теории упругости или выполнять экспериментальные исследования на упругих моделях методом фотоупругости или прочностных моделях из материала, подобного бетону. Эти исследования помогают более правильно армировать опорные конструкции быков плотин [35, 48].

## Глава 7

# АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

## 7.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИН

А р о ч н а я п л о т и н а представляет собой пространственную конструкцию в виде оболочки (как правило, двоякой кривизны), передающую действующие на нее нагрузки от давления воды и наносов, от сейсмических и других воздействий в основном на берега ущелья.

Арочные плотины классифицируются по различным признакам.

1. По коэффициенту стройности — относительной толщине  $\beta = B/H$  [ $B$  — толщина плотины внизу,  $H$  — наибольшая высота плотины (рис. 7.1)] арочные плотины делятся на тонкие ( $\beta < 0,2$ ), толстые ( $\beta = 0,2 \div 0,35$ ), арочно-гравитационные ( $\beta = 0,35 \div 0,65$ ).

Иногда коэффициент стройности относят к арочной (купольной) части плотины, исключая утолщенную нижнюю часть — пробку и седло (рис. 7.2, а, в, г).

2. По о ч е р т а н и ю (арочной части) плотины различаются с постоянным центральным углом  $2\alpha_0$  (рис. 7.1, а), с постоянным радиусом (цилиндрическая) (рис. 7.1, б), двоякой кривизны (купольная с  $f/H \geq 0,05$ ) (рис. 7.1, в).

Плотины с постоянным центральным углом характерны для треугольных (или близких к ним) ущелий. На практике центральный угол  $2\alpha_0$  не бывает постоянным по высоте, уменьшаясь книзу. Плотины с постоянным радиусом характер-

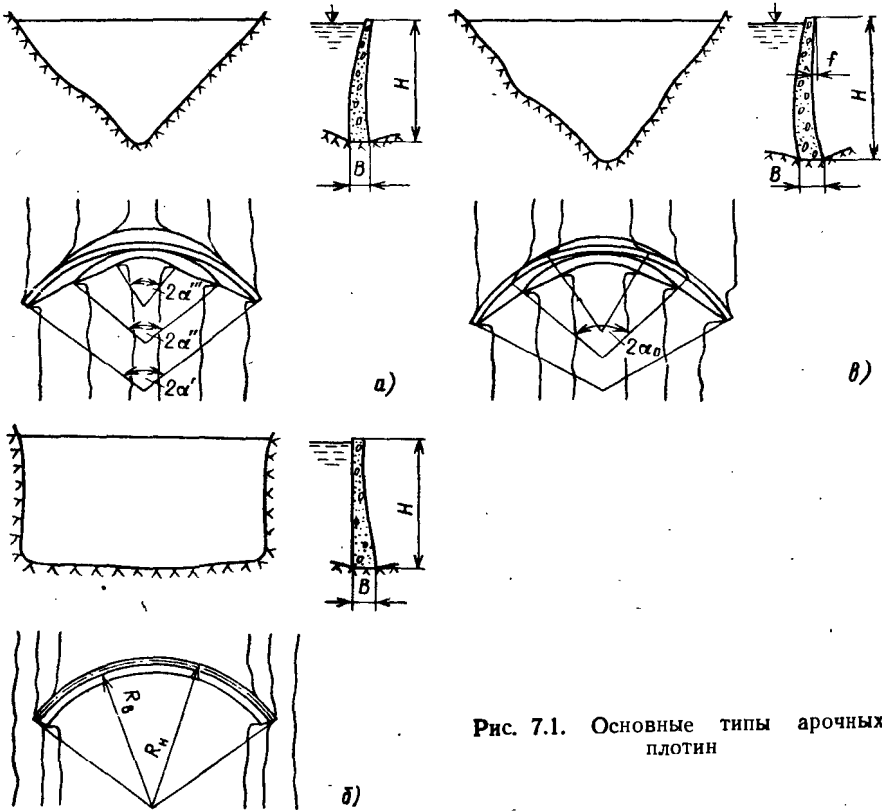


Рис. 7.1. Основные типы арокных плотин

ны для прямоугольных (или близких к ним) ущелий. Купольные плотины, получившие широкое распространение в последнее время, применяются при различной форме ущелья.

3. По высоте арокные плотины принято делить на низкие,  $H < 25$  м; средние,  $25 \leq H \leq 100$  м; высокие,  $H > 100$  м.

4. По характеру сопряжения с основанием и берегами различаются арокные плотины с упругой заделкой пят (рис. 7.1); с периметральным швом (рис. 7.2, а); с гравитационными устоями (рис. 7.2, б); со швами-надрезами (рис. 7.2, в, д); со специальными конструкциями, передающими усилия от плотины через слабую скалу на здоровую, например, через стенку (рис. 7.2, е).

Кроме того, бывают комбинированные плотины, например, с центральной арокной частью и береговыми контрфорсами (рис. 7.3).

5. По форме и относительной ширине ущелий, в которых возводятся плотины, они подразделяются на арокные плотины в V-образном ущелье, U-образном ущелье (или приблизительно в треугольном, Y-образном ущелье; плотины в симметричном (рис. 7.1) и несимметричном (рис. 7.2, д) ущелье; плотины в узком ( $L_x/H < 2$ ), в средней ширины ( $2 \leq L_x/H \leq 3$ ), в широком ( $L_x/H > 3$ ) створах, где  $L_x$  — длина хорды арки по гребню плотины.

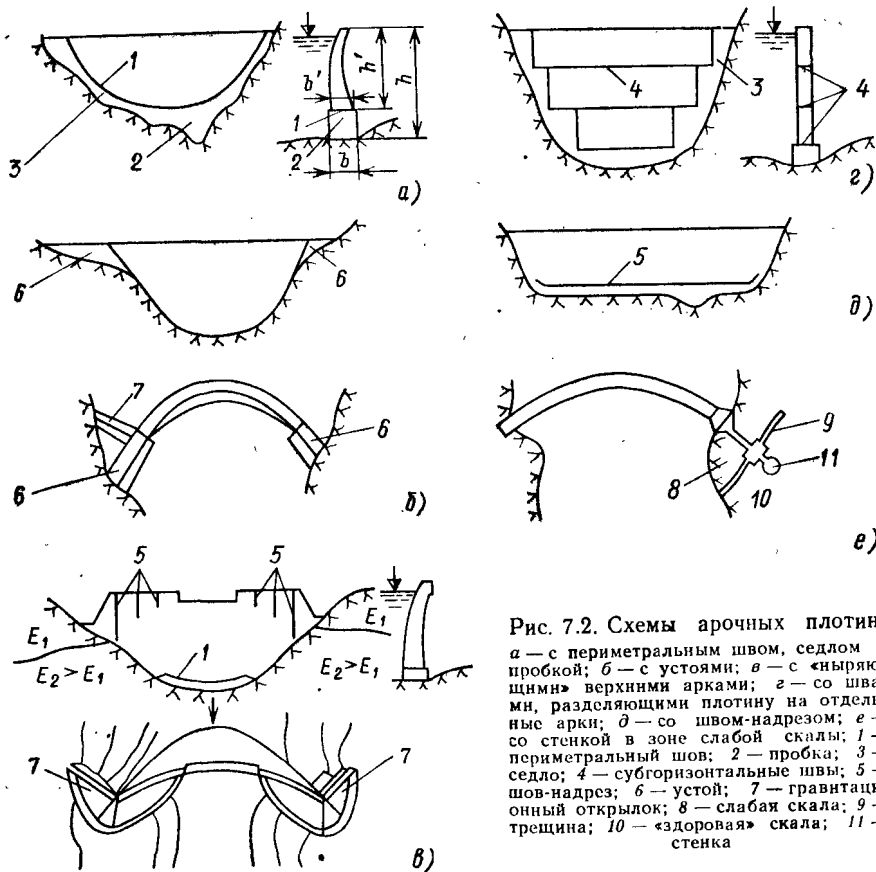


Рис. 7.2. Схемы арочных плотин: а — с периметральным швом, седлом и пробкой; б — с устоями; в — с «ныряющими» верхними арками; г — со швами, разделяющими плотину на отдельные арки; д — со стенкой в зоне слабой скалы; е — со стенкой в зоне слабой скалы; 1 — периметральный шов; 2 — пробка; 3 — седло; 4 — субгоризонтальные швы; 5 — шов-надрез; 6 — устой; 7 — гравитационный открылок; 8 — «здоровая» скала; 9 — трещина; 10 — «здоровая» скала; 11 — стенка

6. По способу пропуска воды арочные плотины делятся на глухие (рис. 7.1); водосбросные — водосливные (рис. 7.4, 7.5, 7.8) и с глубинными отверстиями (рис. 7.5—7.8).

## 7.2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В узких створах при высоте более 40—50 м и прочном основании арочные плотины могут иметь объем бетона в 2—3 раза меньший, чем гравитационные плотины. С увеличением отношения  $L/H$  преимущества арочных плотин становятся не столь очевидными, хотя известны случаи возведения арочных плотин в значительно широких створах (например, высота плотины Фервуд в ЮАР 90,5 м при  $L/H = 10,5$ , высота плотины Кароба в Зимбабве 128 м при  $L/H = 4,65$ , высота Саяно-Шушенской плотины 242 м при  $L/H = 4,56$ ).

Расход бетона на 1 МН гидростатической нагрузки для арочных плотин колеблется от 16 до 52 м<sup>3</sup>/МН (от 0,16 до 0,52 м<sup>3</sup>/тс), в то время как для гравитационных плотин аналогичный показатель лежит в пределах 76—84 м<sup>3</sup>/МН (0,76—0,84 м<sup>3</sup>/тс), см. приложение 1.

Арочные плотины являются саморегулирующимися системами, приспособляющимися к изменению условий работы благодаря гиперстатичности (много



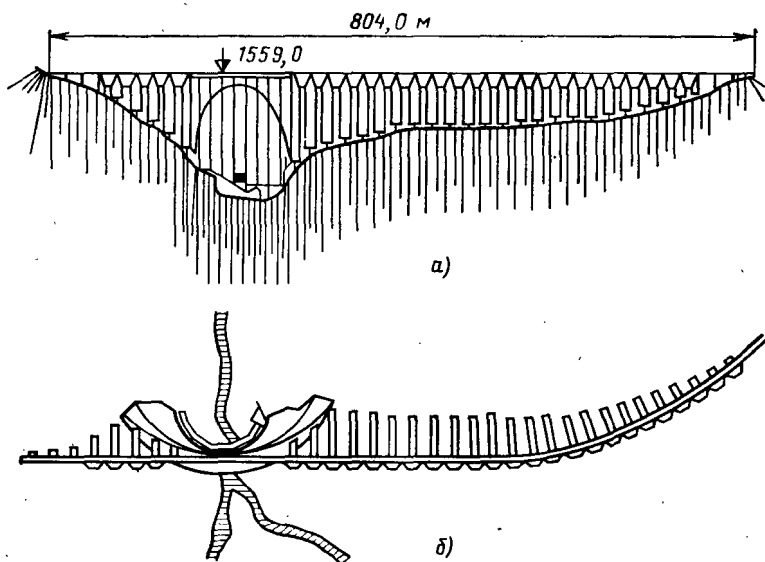


Рис. 7.3. Плотина Розланд:  
а — вид с верхнего бьефа; б — план

кратной статической неопределимости), вследствие чего местные ослабления и просадки берегов в ограниченных размерах оказываются неопасными для прочности плотины и вызывают лишь перераспределение усилий, при котором нагрузка, воспринимаемая плотиной, передается на более жесткие участки основания, разгружая ослабленную скалу. При увеличении горизонтальной нагрузки в арочной плотине увеличиваются распорные усилия, улучшающие в большинстве случаев условия устойчивости скального основания. Арочная плотина приспособляется к дифференцированным смещениям скальных примыканий, которые могут быть вызваны тектоническими движениями по разломам или сбросам, пересекающим основание плотины; так, модельные исследования арочной плотины Ингурской ГЭС показали, что плотина может нести эксплуатационную нагрузку при смещениях, достигающих 10 см.

Базируясь на этом свойстве арочных плотин, существует точка зрения, в соответствии с которой устройство различного рода швов (в том числе и периметрального) считается нецелесообразным, поскольку они в той или иной мере снижают статическую неопределимость (французская школа [47]). Существует и другая точка зрения, в соответствии с которой устройство швов (организованных трещин) позволяет снять растягивающие напряжения в арочной плотине, организовав в шве противофильтрационные мероприятия (итальянская школа). Периметральный шов позволяет, кроме того, выровнять неровности основания, снизить контактные напряжения за счет устройства утолщенного седла, сдмпфировать дифференцированные подвижки в основании.

В мире построено и строится большое количество арочных плотин, в том числе высоких, и в сейсмических районах как без, так и с периметральным швом. Обе разновидности арочных плотин успешно эксплуатируются.

Вследствие небольших по сравнению с бетонными гравитационными плотинами толщин арочные плотины имеют более короткие напорные водоводы, водосбросные тракты; сооружение их требует более коротких строительных туннелей,

компоновка основных сооружений получается, как правило, более компактная. Меньший объем бетона позволяет уменьшить продолжительность строительства, обеспечивает более раннюю готовность сооружения к эксплуатации.

Особенностью арочных плотин, во многом определяющей их экономичность, является высокая степень использования прочностных свойств бетона плотины и скальных пород основания. Бетон значительной части арочной плотины работает в объемном напряженном состоянии, в котором прочность материала используется наиболее эффективно (см. приложение 1). В современных арочных плотинах сжимающие напряжения достигают 10 МПа и более, так, в плотине Гаж (Франция) — 9,8 МПа, в Ингурской плотине (СССР) — 10 МПа, в плотине Контра (Швейцария) — 10,3 МПа.

## 7.3. ОБЩИЕ КОМПОНОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

### 7.3.1. НАЗНАЧЕНИЕ ФОРМЫ И РАЗМЕРОВ ПЛОТИНЫ

Выбор формы и конструкции арочной плотины производится в зависимости от топографических, геологических, строительных условий. Проект плотины должен отвечать следующим критериям:

- 1) в плотине должно быть плавно изменяющееся напряженное состояние;
- 2) уровень напряжений сжатия во всей плотине должен быть максимально допустимым;
- 3) объем бетона должен быть минимальным.

Кроме того, на выбор формы и конструкции плотины оказывают влияние и некоторые другие факторы: класс сооружения, опыт и квалификация строителей, предпочитающих иногда строить сооружение менее экономичное, но более простой формы.

**Учет топографических условий.** При размещении плотины в плане нужно обеспечить ее надежное опирание на борта ущелья и избежать посадки плотины в местах резкого расширения ущелья. С точки зрения обеспечения устойчивости береговых примыканий и наименьших объемов врезки наилучшей является посадка плотины в начале сужения долины.

Симметричный створ является более предпочтительным, чем несимметричный, и если симметрия достигается с помощью недорогих мероприятий, таких как устройство пробки в нижней части ущелья (см. рис. 7.2, д), береговых гравитационных устоев (см. рис. 7.2, б), периметрального шва (см. рис. 7.2, а), то эти мероприятия необходимо выполнять. Однако можно запроектировать экономичную арочную плотину и в несимметричном створе (рис. 7.4), для этой цели в более пологой части ущелья плотина должна иметь арки с большими радиусами.

Для нейтрализации резких изменений в профиле ущелья эффективен периметральный шов, отрезающий оболочку от седла, которое сглаживает неровности рельефа (рис. 7.5).

Рекомендации о назначении формы арочных плотин:

- 1) в узком симметричном V-образном створе — плотины с арками кругового очертания, при слабом основании — с уширениями арок к пятам; при этом радиусы должны быть минимальными, а центральные углы — максимально допустимыми по условиям надежного опирания плотины;
- 2) в створах средней ширины, при трапециoidalной или близкой к ней форме ущелья — плотины двоякой кривизны с арками переменной толщины и кривизны;
- 3) в широком створе — арочно-гравитационные плотины (рис. 7.6) или арочные плотины, в которых снижена жесткость консолей [например, в плотине Мулен-Рибу, чмеющей длину гребня 162 м и высоту 16,2 м, устроены горизонтальные шарниры в арочных поясах на двух уровнях; плотина Кариба имеет по всей высоте практически одинаковую толщину (рис. 7.7)];

4) в У-образном створе (резко расширяющемся в верхней части) следует рассматривать плотину в нижней узкой части ущелья с арками кругового очертания, в верхней, расширенной части — параболического;

5) в несимметричных створах — плотины с арками сложного очертания (например, многоцентровая кривая, логарифмическая спираль) и с устоями, а в ущельях неправильной формы — с периметральным швом;

6) при прочном скальном основании как в узких, так и в широких створах часто рациональны плотины цилиндрического очертания с вертикальными гранями; простота возведения плотин такой формы компенсирует обычно несколько больший их объем по сравнению с плотинами двоякой кривизны; при наклоне плотины в сторону нижнего бьефа достигается лучший упор плотины в берега, что существенно при слабых берегах, но при этом осложняются работы по ее возведению;

7) наиболее экономичными являются арочные плотины двоякой кривизны, хотя они и более сложны при проектировании и возведении.

**Учет геологических условий** имеет первостепенное значение при проектировании арочных плотин. От того, насколько полно и правильно учтена инженерно-геологическая обстановка, в значительной степени зависит надежность плотины. Арочные плотины во многих случаях приходится строить в сложных геологических условиях, требующих разработки и проведения специальных мероприятий по укреплению скальных оснований (см. § 7.3.3).

Как показывает современная практика, отношение  $n$  модуля упругости бетона  $E_6$  к модулю деформации основания  $E_{ск}$  колеблется в довольно широких пределах (от 2 до 15 и даже 20), при этом влияние основания наиболее заметно при

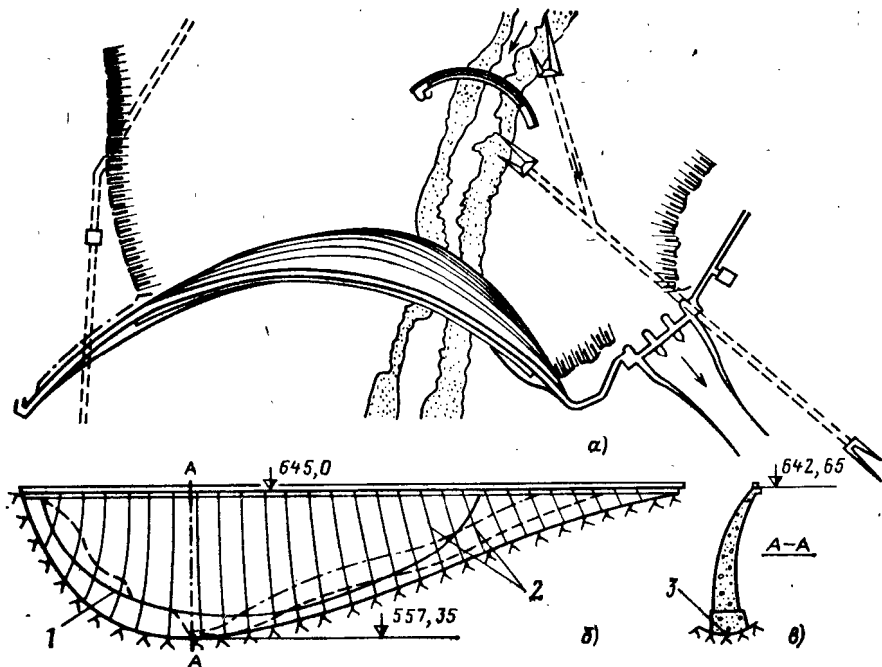


Рис. 7.4. Арочная плотина Гузана:

*a* — план; *б* — вид с верхнего бьефа (развертка); *в* — радиальное сечение; *г* — периметральный шов; *2* — строительные швы; *3* — пробка (седло)

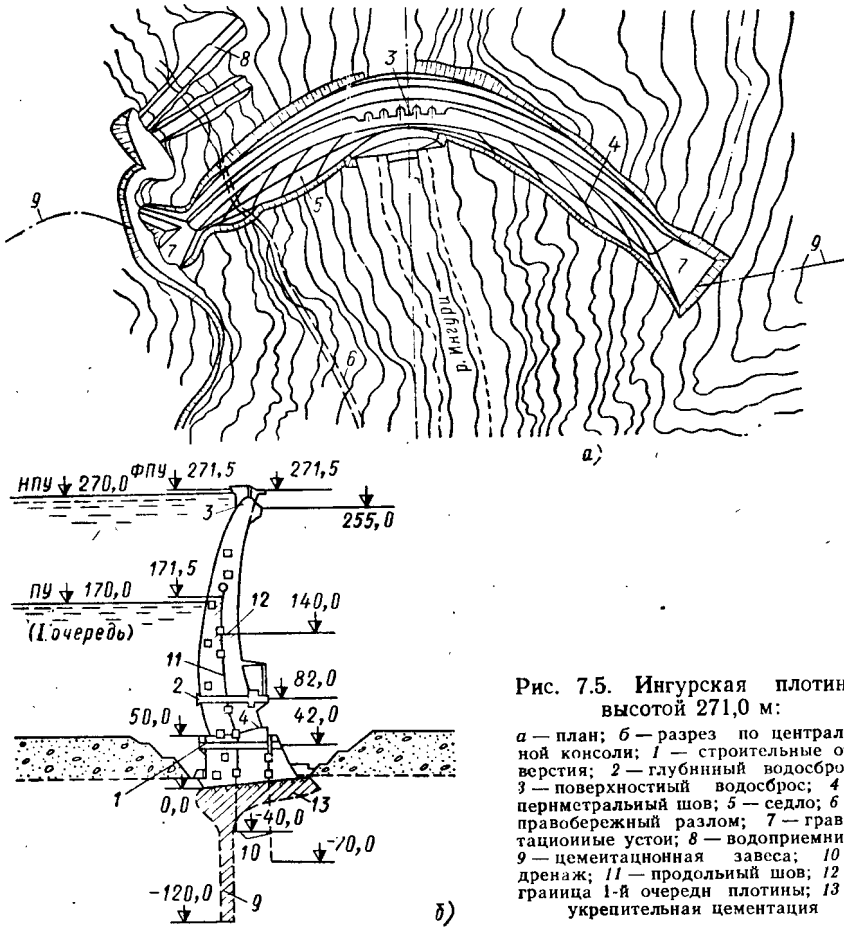


Рис. 7.5. Ингурская плотина высотой 271,0 м:

а — план; б — разрез по центральной консоли; 1 — строительные отверстия; 2 — глубокий водоброс; 3 — поверхностный водоброс; 4 — периметральный шов; 5 — седло; 6 — правобережный разлом; 7 — гравитационные устои; 8 — водоприемник; 9 — цементационная завеса; 10 — дренаж; 11 — продольный шов; 12 — граница 1-й очереди плотины; 13 — укрепительная цементация

$n > 4 \div 8$ . Очень жесткие основания, так же как и очень податливые, неблагоприятно влияют на распределение напряжений в плотине. Более существенное влияние на напряженное состояние в плотине оказывает неоднородность деформационных характеристик по контуру опирания плотины; наличие податливых зон в основании приводит к перегрузке областей плотины, опирающихся на более жесткие породы. Для нейтрализации этого влияния весьма эффективны седло (см. рис. 7.4, 7.5), с помощью которого выравниваются перемещения на контуре оболочки, устои на верхних отметках плотины, разрезка плотины в верхней части вертикальными швами-разрезами, образующими «ныряющий» гребень (рис. 7.8).

Для оценки несущей способности скальных оснований проводятся расчеты устойчивости, в которых учитываются прочностные свойства и геологическое строение основания (см. § 7.4.2). Эффективны в этом отношении геомеханические модели, на которых исследуется несущая способность комплекса арочная плотины — основание [48].

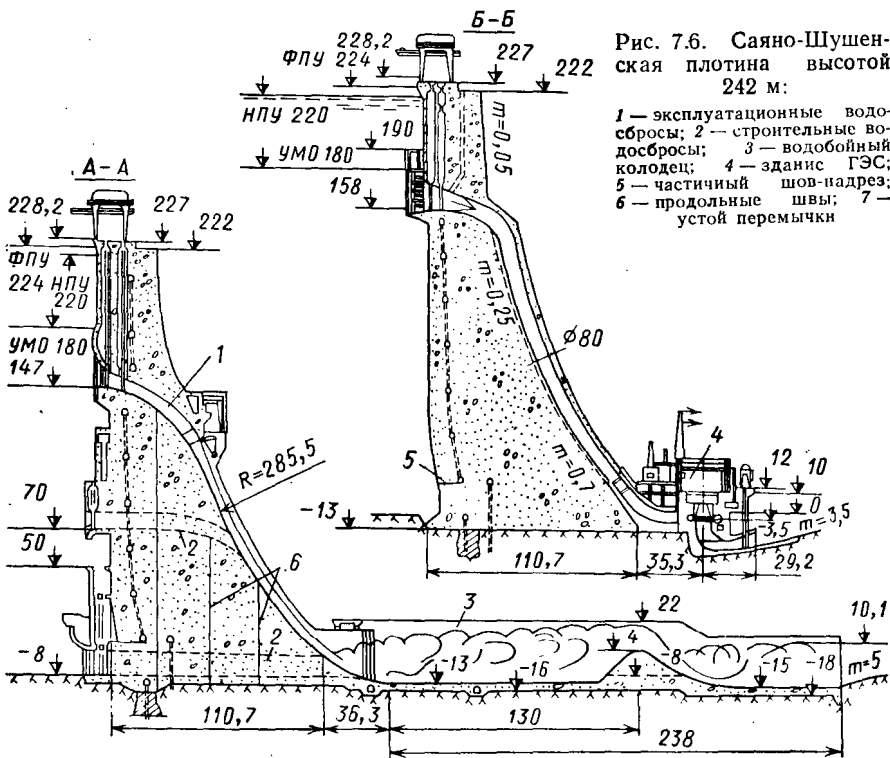
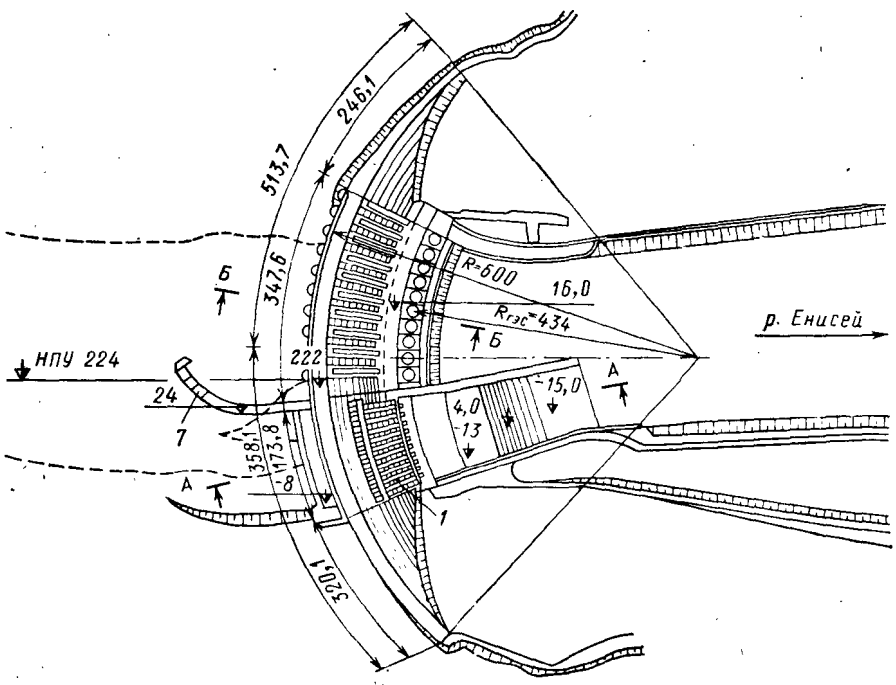


Рис. 7.6. Саяно-Шушенская плотина высотой 242 м:

- 1 — эксплуатационные водосбросы; 2 — строительные водосбросы; 3 — водобойный колодец; 4 — здание ГЭС; 5 — частичный шов-надрез; 6 — продольные швы; 7 — устой перемайки

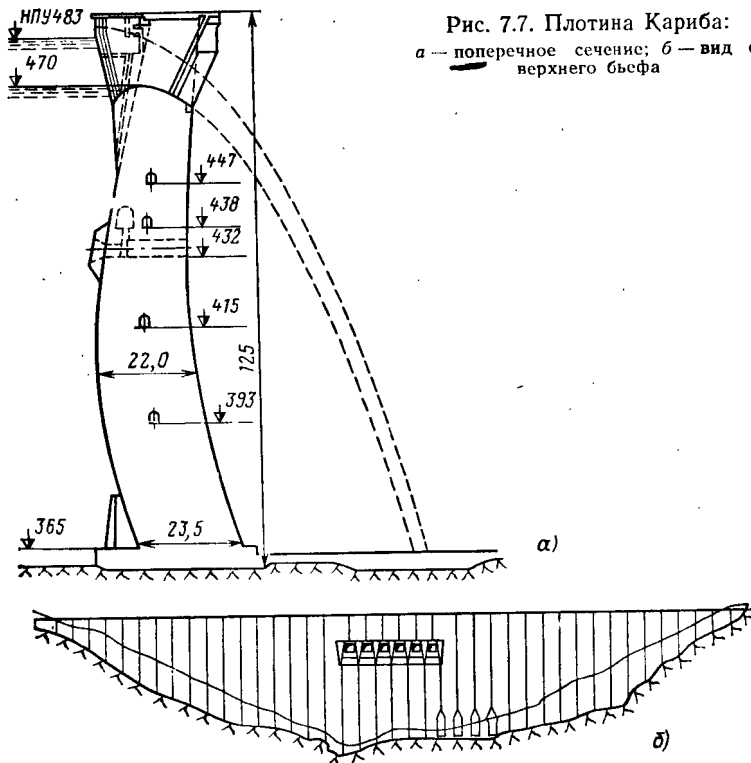


Для предотвращения опасной фильтрации (а не фильтрации вообще, которая неизбежна) с вымывом заполнителя трещин и со значительным силовым воздействием на скальное основание устраиваются противофильтрационные и дренажные завесы, проектируемые по СНиП II-54-77. После разрушения арочной плотины Мальпассе (Франция, 1959 г.) особое внимание стали уделять дренажу скальных оснований арочных плотин [47].

**Очертание горизонтальных и вертикальных сечений арочных плотин.** Наиболее простыми являются круговые арки постоянной толщины  $b = b_K = b_{\Pi}$  (рис. 7.9, а), однако при этом напряжения в пяте обычно больше, чем в ключе. Уменьшить напряжения в пяте можно с помощью утолщения арок в пятах (рис. 7.9, б, в), что особенно важно при слабом основании. Эффективны, хотя и более сложны, арки, очерченные более сложными кривыми: трехцентровая арка (рис. 7.9, г), эллиптическая (рис. 7.9, д), параболическая, логарифмическая спираль, гиперболическая (рис. 7.9, е). Распределение напряжений в таких арках более равномерное, более благоприятно сопряжение с берегами (углы сопряжения  $\varphi$  больше, чем для круговых арок).

Центральные углы  $2\alpha_0$  в современных плотинах составляют у гребня  $90\text{--}130^\circ$ , к низу постепенно уменьшаются до  $60\text{--}70^\circ$ , иногда до  $35^\circ$ .

Характерная форма вертикального ключевого сечения плотины с постоянным центральным углом показана на рис. 7.1, а — с толщиной поверху, меньшей, чем понизу, и с вертикальной или близкой к ней низовой гранью. Для цилиндрических, особенно арочно-гравитационных, плотин характерны сечения консолей с вертикальной верховой гранью и наклонной прямолинейной или слегка искрив-



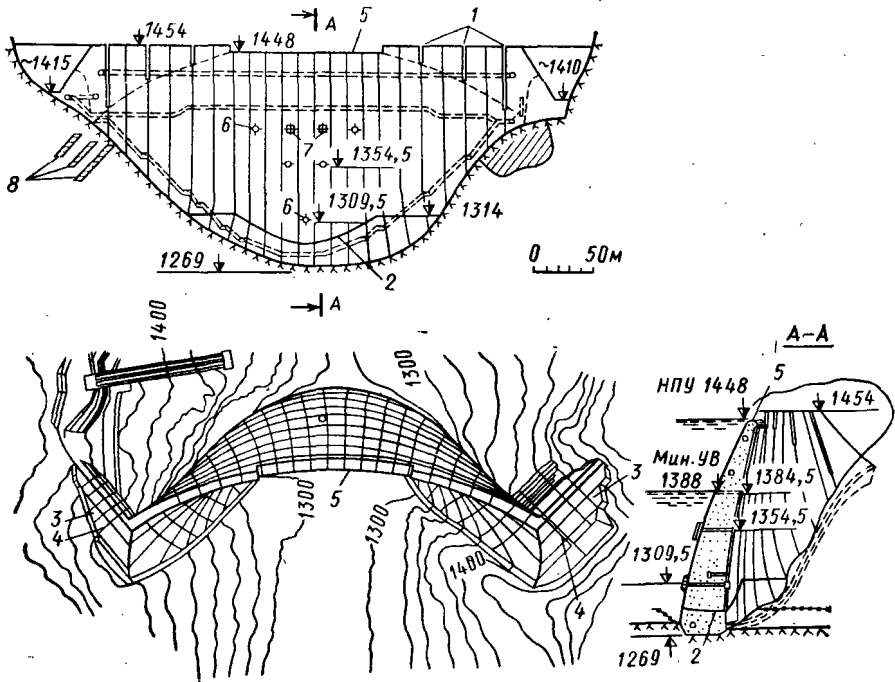


Рис. 7.8. Плотина Куробе-4:

1 — вертикальные швы-разрезы; 2 — неполный контурный шов; 3 — береговые открылки; 4 — конструктивные швы; 5 — водослия; 6 — строительные отверстия; 7 — водосбросы; 8 — тектонические зоны, заделанные бетоном

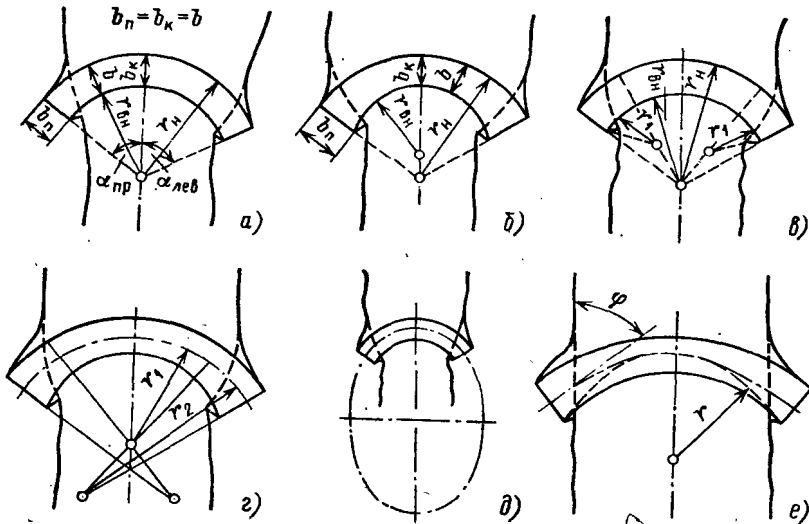


Рис. 7.9. Схемы арочных колец

ленной низовой гранью (см. рис. 7.1, б, 7.6). Купольные плотины имеют достаточно резко выраженные искривления консолей, обычно утолщающихся книзу (см. рис. 7.1, а, 7.4, 7.10, 7.11).

При выборе очертания консолей необходимо учитывать их работу в строительный период. Арочные плотины возводят отдельными столбами, разделенными вертикальными строительными швами, которые цементируются при охлаждении бетонной кладки до температуры замыкания, принимаемой близкой к среднетемпературной для данной местности. После цементации швов арочная плотина начинает работать как пространственная конструкция; «нулем» расчетных температур является температура замыкания. Искривленные консоли не удастся возвести сразу на всю высоту из-за появления высоких растягивающих напряжений в ее основании, в связи с чем плотина возводится ярусами, в пределах которых цементируются строительные швы. Это накладывает некоторые ограничения на ход строительства, иногда, чтобы избежать этих ограничений, устраиваются опорные подушки, отрезанные от седла швами (рис. 7.11).

**Вписывание плотины.** Оптимальная глубина врезки определяется путем сопоставления различных вариантов исходя из минимума стоимости бетонных и земельно-скальных работ [72]. Врезка, с одной стороны, должна обеспечить опирание плотины на ненарушенную скалу по ее деформативности, а с другой — вовлечь в работу объем скального основания, достаточный по несущей способности комплекса плотина — основание.

При вписывании плотины целесообразно на плане местности с горизонталями естественной поверхности нанести горизонтали поверхности скалы, на которую предполагается опирание плотины (сначала первый вариант врезки, затем второй и т. д.). Наглядное представление о врезке, расположении геологических нарушений относительно плотины дают горизонтальные планы-срезы и вертикальные (радиальные) разрезы. При этом каждый вариант врезки должен удовлетворять условию устойчивости скального основания.

Процесс вписывания арочной плотины трудоемкий и осуществляется путем постепенного приближения к наиболее рациональной для данных геологических и топографических условий посадке.

**Предварительный выбор основных параметров арочной плотины** осуществляется по аналогам построенных плотин, имеющих похожие форму створа и высоту. Часто используют для этой цели номограммы [2].

На рис. 7.12 представлена номограмма Р. Шредера для предварительного определения коэффициента стройности  $\beta = B/H$  арочных плотин цилиндрических ( $\mathcal{U}$ ), с постоянным центральным углом ( $\Pi$ ) и купольных ( $K$ ) в зависимости от относительной ширины створа  $L_x/H$  ( $L_x$  — ширина ущелья по хорде арки на отметке гребня плотины), формы профиля долины в створе плотины  $\psi = S/H$  ( $S$  — высота от дна до центра тяжести поперечного сечения ущелья до отметки гребня плотины), центрального угла арки на гребне  $2\alpha$ . При этом не учитываются различия в деформативности пород ущелья и бетона плотины, марка бетона, высота плотины, вертикальная составляющая давления воды на плотину.

Коэффициент  $\psi$  составляет:  
для U-образного (параболического) ущелья

$$\psi = \frac{n+1}{2n+1}, \quad (7.1)$$

где  $n$  — порядок параболы (для квадратичной параболы  $n = 2$ , для кубической  $n = 3$  и т. д.);

для U-образного ущелья в виде сегмента площадью  $F_0$ , радиусом  $R$ , хордой  $L_x$  и высотой  $H$

$$\psi = \frac{R - L_x^3/12F_0}{H}; \quad (7.2)$$



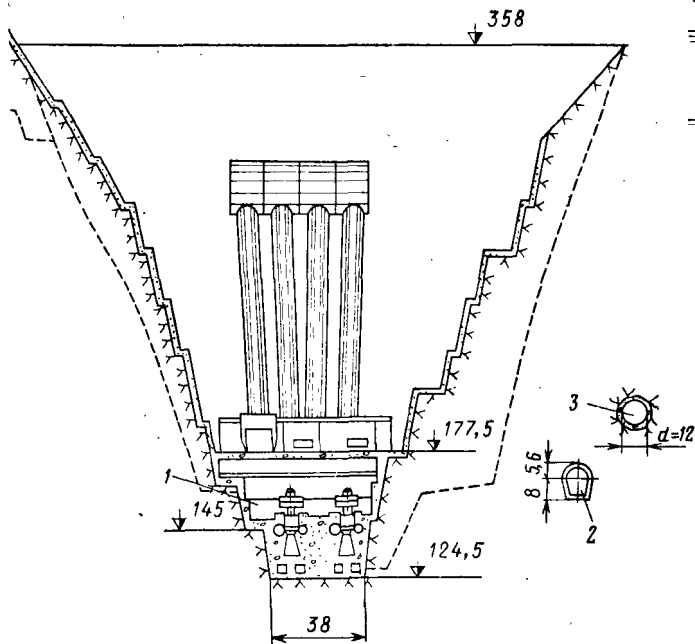


Рис. 7.10. Чиркейская плотина высотой 233 м:  
 1 — здание ГЭС; 2 — строительный туннель; 3 — эксплуатационный водосброс

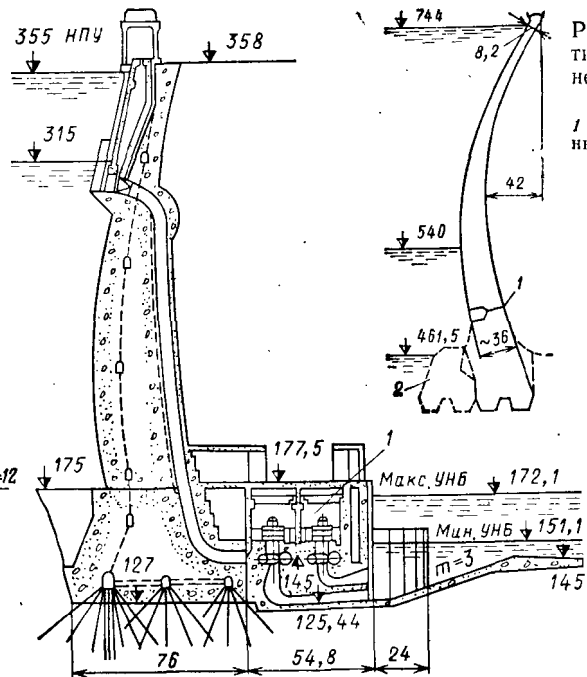


Рис. 7.11. Плотина Абу-Шейны высотой 335 м:  
 1 — периметральный шов; 2 — упорный блок

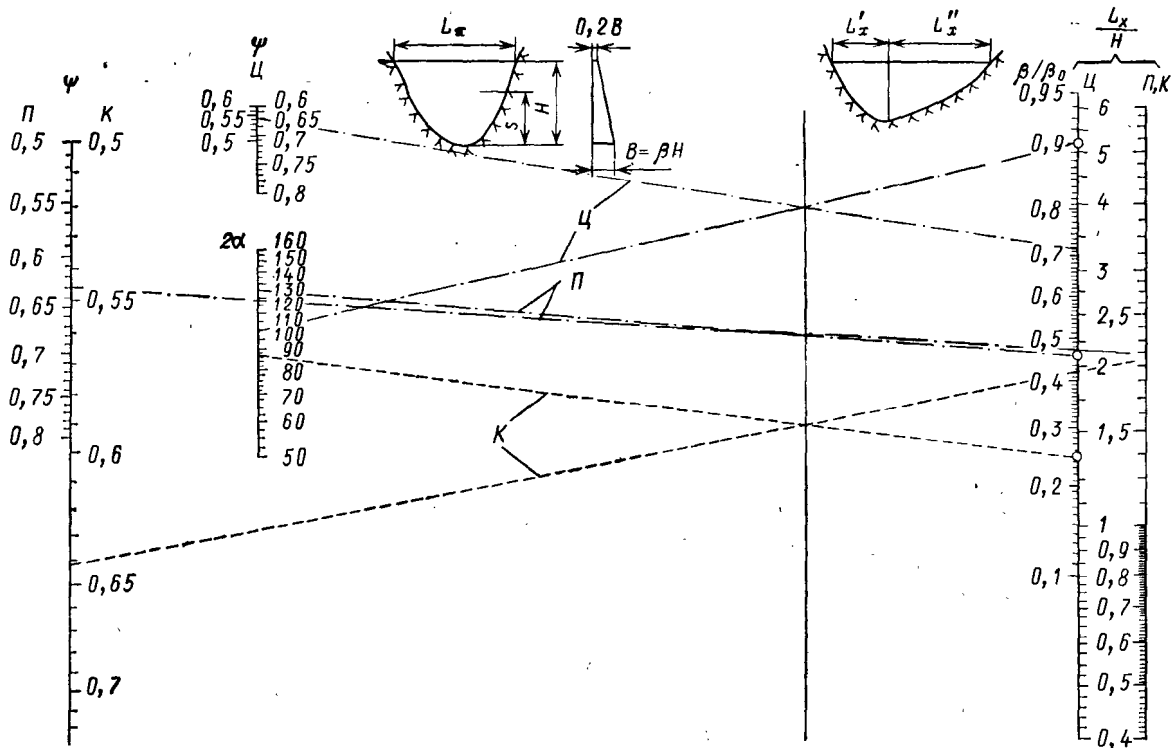


Рис. 7.12. Номограмма для предварительного определения коэффициента стройности  $\beta$  арок цилиндрических ( $\Pi$ ), с постоянным центральным углом ( $\Pi$ ) и купольных ( $K$ )

для трапецидального ущелья с шириной по дну  $L_0$  и шириной на отметке гребня плотины  $L_x$

$$\psi = \frac{1}{3} \frac{2 + \xi_0}{1 + \xi_0}, \quad (7.3)$$

где  $\xi_0 = L_0/L_x$ .

На номограмме даются отношения  $\beta/\beta_0$ , где  $\beta_0 = 0,65$  — принятое Р. Шредером значение  $\beta$  при  $\alpha = 0$  (т. е. для гравитационной плотины).

На рис. 7.12 показаны примеры определения  $\beta$  для трех плотин:

а) типа *K* (пунктирная линия) с  $L_x/H = 2,09$ ;  $\psi = 0,642$ ;  $2\alpha = 87^\circ$  —  $\beta/\beta_0 = 0,245$ ;  $\beta = 0,65 \cdot 0,245 = 0,159$  (фактически 0,16);

б) типа *П* (штрихпунктирная линия) с  $L_x/H = 2,08$ ;  $\psi = 0,63$ ;  $2\alpha = 126^\circ$  —  $\beta/\beta_0 = 0,46$ ;  $\beta = 0,65 \cdot 0,46 = 0,298$  (фактически 0,285);

в) типа *Ц* (штрихпунктирная линия) с  $L_x/H = 3,3$ ;  $\psi = 0,652$ ;  $2\alpha = 100^\circ$  —  $\beta/\beta_0 = 0,9$ ;  $\beta = 0,65 \cdot 0,9 = 0,585$  (фактически 0,57).

Асимметричность профиля долины предлагается учитывать следующим образом: подсчитываются значения  $2L_x'/H$  и  $2L_x''/H$  (рис. 7.12) и соответствующие значения  $\psi'$  и  $\psi''$  для симметричных долин с шириной на уровне гребня плотины соответственно  $2L_x'$  и  $2L_x''$ , затем по номограмме определяются значения  $\beta'$  и  $\beta''$  и далее принимаются или наиболее осторожный вариант профиля (максимальное из полученных двух значений  $\beta$ ) или среднее из полученных значений  $\beta$ .

Для приближенного определения основных параметров плотины могут также использоваться следующие формулы<sup>1</sup>:

толщина плотины по гребню  $b$  (в метрах)

$$b = 0,01(H + 1,2L_x); \quad (7.4)$$

толщина плотины по низу  $B$  (в метрах)

$$B = \sqrt[3]{0,0012HL_x L_{x0,15H} (H/122)^{H/122}}, \quad (7.5)$$

где  $L_{x0,15H}$  — ширина ущелья по хорде арки на высоте 0,15  $H$  от подошвы плотины;

толщина плотины на высоте 0,45  $H$  от подошвы  $B_{0,45H}$  (в метрах)

$$B_{0,45H} = 0,95B; \quad (7.5a)$$

объем бетона

$$V = \frac{kH^3}{2n} \sum_{i=1}^n \operatorname{tg} \xi_i, \quad (7.6)$$

или

$$V = 0,000177H^3 L_{x0,15H} \frac{(H + 0,8L_x)^2}{L_x + L_{x0,15H}} + 0,0108HL_x(H + 1,1L_x), \quad (7.7)$$

где  $\xi_i$  — углы наклона к вертикали граней плотины;  $n$  — количество расчетных участков на гранях плотины;  $k$  — коэффициент формы створа, определяемый по формуле

$$k = L_x/H - \frac{2}{3} (\operatorname{tg} \psi_1 + \operatorname{tg} \psi_2), \quad (7.8)$$

где  $\psi_1$  и  $\psi_2$  — углы наклона бортов ущелья к вертикали.

<sup>1</sup>U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation. Design standards № 2, Concrete Dams, Ch. 1, Arch Dams, Denver, Colorado, 1965.

Выбирается лучший вариант плотины из рассмотренных, для которого производятся статические расчеты на основное и особые сочетания нагрузок, проводятся исследования на упругих и хрупких моделях, при необходимости корректируются геометрические параметры плотины и ее врезка в основание. В выбранном варианте арочной плотины должно быть распределение напряжений однородным, напряжения не более допустимых, обеспечена устойчивость скального основания, объем бетона должен быть минимальным.

### 7.3.2. КОНСТРУКЦИИ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

**Гребень плотины.** Гребень арочной плотины оформляется аналогично гребню гравитационной плотины (см. § 5.2.2). Следует иметь в виду, что водосливные отверстия, устраиваемые в ключевых сечениях, разрезают плотину в верхней части, которая в этих условиях не работает в арочном направлении; в сейсмических районах при условии значительной сработки водохранилища это может потребовать разработки специальной конструкции верхней части плотины.

**Швы.** Строительные радиальные швы цементируются после усадки и остывания бетонных столбов, бетонируемых враспор. Расстояние между строительными швами обычно принимается до 16—18 м. В плотинах I и II классов предусматривается двухкратная и более цементация. Она выполняется отдельными картами (высотой 10—16 м). Для герметизации цементационной карты в швах устраиваются шпонки металлические или синтетические. Со стороны верхнего бьефа устраивается противофильтрационное уплотнение, при больших напорах шпонки устанавливаются в два-три ряда. Швы пересекают поверхность плотины нормально, образуя геликоидальную (винтовую) поверхность. Для лучшего контакта между столбами на боковых поверхностях швов устраиваются штрабы.

Периметральные швы показаны на рис. 7.4, 7.5, 7.8, 7.11; шов-надрез — на рис. 7.6; швы-разрезы — на рис. 7.8; продольный шов — на рис. 7.5, 7.6.

Продольные швы применяются: а) при большой толщине плотины как строительные цементируемые швы; б) при возведении плотины в несколько очередей; в) в качестве конструктивного мероприятия для улучшения напряженного состояния плотины [2].

**Уплотнения.** Виды и назначение шпонок для арочных плотин, как правило, аналогичны шпонкам гравитационных плотин (см. § 5.2.5).

На рис. 7.13 показано противофильтрационное уплотнение плотины Чиркейской ГЭС, состоящее из двух рядов. На напорной грани (первый ряд уплотнения), перекрывая межсекционный шов, укладывается стальной лист 1 на два слоя битумата на стеклоткани 2. Стальной лист 1 с помощью двух арматурных стержней 3 и швеллера 4 прижимается к напорной грани анкерами 5. На расстоянии от напорной грани устанавливается второй ряд уплотнения, состоящий из изогнутого латунного листа 6, слоя войлока 7 и стекловаты 8. Шов между двумя рядами уплотнения заполняется битуматом на стеклоткани 9.

Противофильтрационное уплотнение Саяно-Шушенской плотины конструктивно значительно проще и представляет собой изогнутый латунный лист, устанавливаемый в нижней части плотины в три ряда, в средней части — в два ряда, в верхней части — в один ряд (рис. 7.14). Аналогично устроено противофильтрационное уплотнение Ингурской плотины.

**Дренаж тела плотины** предусматривается с целью организованного отвода воды, фильтрующейся через тело плотины, и для создания объемного напряженного состояния в плотине в районе верховой грани. Дренаж устраивается в виде вертикальных труб диаметром 7,5—30 см, располагаемых с шагом 1,5—4 м. Средние градиенты на дренаже принимаются обычно в пределах 10—15, а иногда и выше (до 25). В тонких арочных плотинах дренаж может не выполняться.

**Гидроизоляция, теплоизоляция.** В зоне высоких напоров в целях повышения водонепроницаемости бетона рекомендуется напорную грань покрывать гидроизоляцией — битумной, асфальтовой штукатуркой, торкрет-бетоном на металлической сетке, камнеугольно-эпоксидным покрытием, армированной стеклотканью. Если к покрытию предъявляется и требование обеспечения теплоизоля-

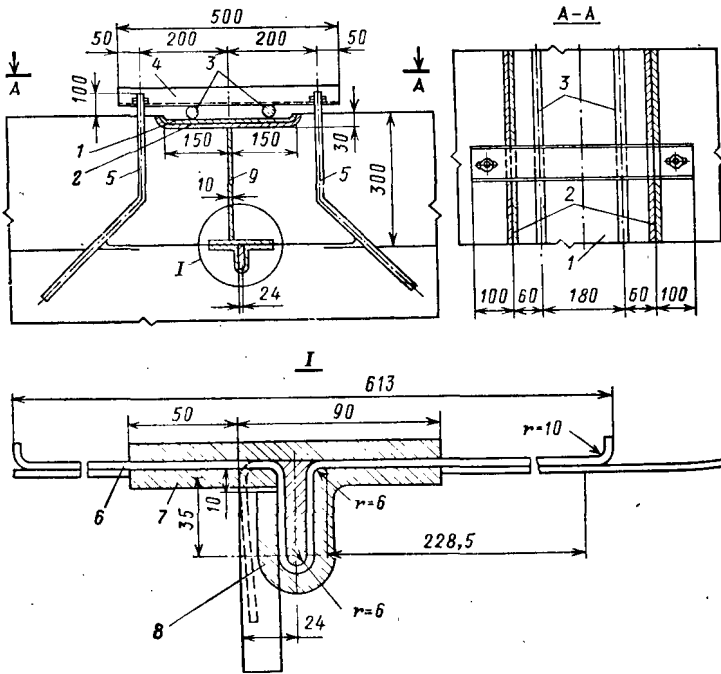


Рис. 7.13. Противофильтрационное уплотнение Чиркейской арочной плотины

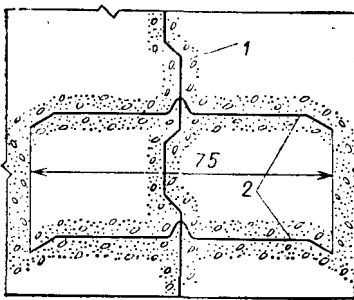


Рис. 7.14. Противофильтрационное уплотнение Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины: 1 — межсекционный шов; 2 — латунный лист

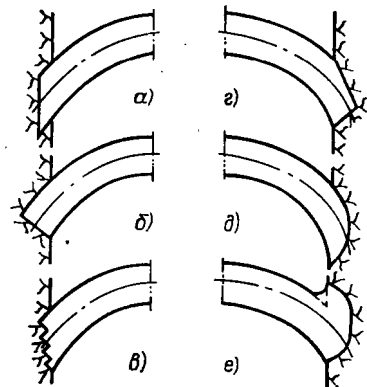


Рис. 7.15. Очертания пят арок (врезка в берега)

ции конструкции (например, в верхней части плотины в зоне переменного уровня воды), то целесообразно применение пеноэпоксидных составов. Низовые грани арочных плотин в большинстве случаев не имеют каких-либо защитных покрытий.

**Армирование.** Как правило, арочные плотины — малоармированные конструкции. Арматуру обычно ставят лишь в местах возможных концентраций напряжений (у галерей, колодцев, в устьях несквозных швов и др.), у наружных поверхностей плотины для ограничения температурных трещин, у поверхностей конструктивных швов, в верхней части плотины в сейсмических условиях, вблизи контакта с ослабленной зоной скального основания. Расход арматуры в арочных плотинах обычно не превышает 4—6 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона, иногда достигает 10—14 кг/м<sup>3</sup> и более. Конструктивная арматура назначается в соответствии с данными табл. 5.12.

**Сопряжение со скалой.** Схемы сопряжений приведены на рис. 7.15: радиальная пята (рис. 7.15, б) соответствует исходной расчетной схеме арки, но требует, как правило, максимальной врезки в скальное основание. Для уменьшения врезки используются криволинейные (рис. 7.15, д, е), ступенчатое (рис. 7.15, в) или ломаное (рис. 7.15, г) очертания пят. Опираие арки на скалу с помощью сдла (рис. 7.15, е) позволяет регулировать контактные напряжения. Сопряжение по типу рис. 7.15, а, несмотря на минимальную выемку скалы, является неудачным со статической точки зрения.

**Устой и береговые открьлки.** Устой бывают двух основных видов: прямые в виде гравитационных стенок, воспринимающих усилия от арочной плотины и давление воды (см. рис. 7.5), и с открьлками, которые разгружают устой от давления воды водохранилища и противодействия воды в его основании (см. рис. 7.5, 7.8). Открьлок, как правило, отрезается от устоя швом. Гравитационные открьлки могут быть и при отсутствии собственно устоев, как, например, на плотине Куробе-4 с «ныряющим» гребнем (см. рис. 7.8).

### 7.3.3. УКРЕПЛЕНИЕ ОСНОВАНИЯ

Для надежной работы арочной плотины крайне важно обеспечить надежность ее скального основания, а также устойчивость склонов ущелья вблизи плотины и в зоне водохранилища. Современная мировая практика арочного плотиностроения показывает, что мероприятия по улучшению скальных оснований являются неотъемлемой, ответственной и часто дорогостоящей частью комплекса работ по гидроузлу.

Основными неблагоприятными геологическими особенностями скальных пород, слагающих основание и берега ущелья, являются [33, 41]: нарушения сплошности, неоднородности и ярко выраженная анизотропия, фильтрация через скальный массив.

**Нарушения сплошности скального массива обусловлены двумя видами трещин.**

Мелкие трещины, группирующиеся обычно в системы трещиноватости, не вносят значительных изменений в характер статической работы скального массива. Они влияют на физико-механические свойства скального массива и обычно учитываются повышением его деформативности и водопроницаемости, понижением прочности, изменением представления о степени анизотропии и пр. [46].

Крупные тектонические трещины, сбросы, разломы, имеющие раскрытие в несколько десятков сантиметров и значительную протяженность, в большинстве случаев заполнены материалами, обычно более слабыми, чем скала. Наличие таких нарушений сплошности может существенно изменить характер статической работы как самого основания, так и плотины. Наиболее неблагоприятными считаются трещины, создающие кинематическую возможность смещения отдельных частей скального основания под действием усилий, передающихся от арочной плотины, или под действием сосредоточенных фильтрационных сил в основании; например, трещины, наклоненные в сторону нижнего бьефа, трещины в берегах, отсекающие береговые упоры плотин от коренного массива.

**Неоднородность скального массива** обусловлена различным литологическим составом слагающих его пород или наличием местных ослаблений, вызванных, например, явлениями глубокого выветривания, разгрузки, метаморфизацией. С механической точки зрения неоднородность выражается в различных значениях прочностных, деформационных и фильтрационных параметров соответствующих участков основания. Анизотропия предопределяет переменность этих параметров по направлениям, она связана с напластованием, слоистостью, с выдержанными системами трещин и вызывает существенные изменения в распределении напряжений по сравнению с изотропным материалом.

**Фильтрационная способность скального основания** является следствием его трещиноватости, влекущей проникновение фильтрационных вод из водохранилища и подземных вод, инфильтрацию поверхностных вод. Наиболее опасно статическое воздействие сил фильтрационного потока, сосредоточенных в районе одного пласта или одной крупной трещины. Объемные фильтрационные силы, распределенные равномерно, не оказывают существенного влияния на напряженное состояние плотины и основания.

Нейтрализация неблагоприятных особенностей основания осуществляется с помощью комплекса разнообразных инженерных мероприятий (ориентированных на уменьшение деформативности, увеличение несущей способности, управление фильтрационными силами): укрепительной цементации; специального производства работ по выемке котлована, предотвращающего разуплотнение основания; противофильтрационной завесы и дренажа; увеличения врезки плотины в скальное основание; изменения конструкции плотины; разделки и бетонирования крупных трещин и разломов; укрепления основания с поверхности с помощью бетонных конструкций и анкеров; устройства в слабой скале стенок и других элементов для передачи нагрузки от плотины на более прочные зоны.

Резкую границу между указанными мероприятиями провести трудно, поскольку, например, выполнение укрепительной цементации, предназначенной для снижения деформативности основания, одновременно улучшает противофильтрационные свойства основания; в свою очередь противофильтрационная цементация оказывает влияние на снижение деформативности и т.д.

## 7.4. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

### 7.4.1. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН

**Методы расчета.** Высокая степень использования прочностных свойств бетона и скального основания предъявляет повышенные требования к расчетам прочности арочных плотин и их оснований. На основе прочностных расчетов определяются форма и размеры арочной плотины, поэтому более совершенный расчет нередко позволяет сократить объем плотины без ущерба для ее надежности и долговечности.

В настоящее время существует большое количество методов расчета арочных плотин (табл. 7.1).

Два первых типа исходных уравнений используются преимущественно для построения приближенных методов расчета арочных плотин: независимых арок [2] и арок—центральной консоли [2]. Расчет независимых арок в настоящее время практически утратил самостоятельное значение и применяется только для расчета плотин, конструктивно разрезанных на отдельные арочные пояса (см. рис. 7.2, г). В то же время этот расчет является одним из основных и наиболее трудоемким этапом расчета арочных плотин в ряде методов, базирующихся на представлении плотины в виде системы арок и консолей.

В настоящее время приближенные методы арок—центральной консоли (рис. 7.1б) получили широкое распространение для сопоставительных предварительных расчетов арочных плотин. К достоинствам их относятся достаточная

Т а б л и ц а 7.1. Классификация методов расчета арочных плотин  
(предложена канд. техн. наук В. И. Бронштейном)

Исходные уравнения	Расчетная схема плотины		
	одномерная	двухмерная	трехмерная
1. Интегральные уравнения строительной механики стержневых систем	Котельная формула Методы независимых арок Метод ныряющих арок	Методы арок — центральной консоли Метод перекрестных конечных полос Метод перекрестной стержневой решетки	—
2. Дифференциальные уравнения изгиба балок и криволинейных брусьев	Методы независимых арок	Методы арок — центральной консоли	—
3. Уравнения теории тонких оболочек	—	Аналитические решения Численные решения Методы арок-консолей Метод расчленения Метод фиктивных ортотропных оболочек Метод плиты на упругом основании	—
4. Уравнения теории оболочек средней толщины	—	Методы пробных нагрузок Методы арок-консолей	—
5. Уравнения теории упругости	Методы независимых арок	Метод конечных элементов	Аналитические решения Метод конечных элементов

для сопоставительных расчетов точность и относительная простота подготовки исходных данных для ЭВМ.

Для плотин высотой менее 60 м, располагаемых в узких V-образных симметричных створах, с малодеформируемым ( $E_{ск} > 10$  ГПа) изотропным основанием метод арок — центральной консоли может быть использован и для окончательного обоснования напряженного состояния арочной плотины.

Методы арок — консолей в рассматриваемой группе методов, построенных в рамках сопротивления материалов и строительной механики, представлены методом перекрестных конечных полос и методом перекрестной стержневой решетки.

Более совершенная физическая модель используется в третьей группе методов, базирующихся на дифференциальных уравнениях теории тонких оболочек. Аналитические решения уравнений теории тонких оболочек в настоящее время



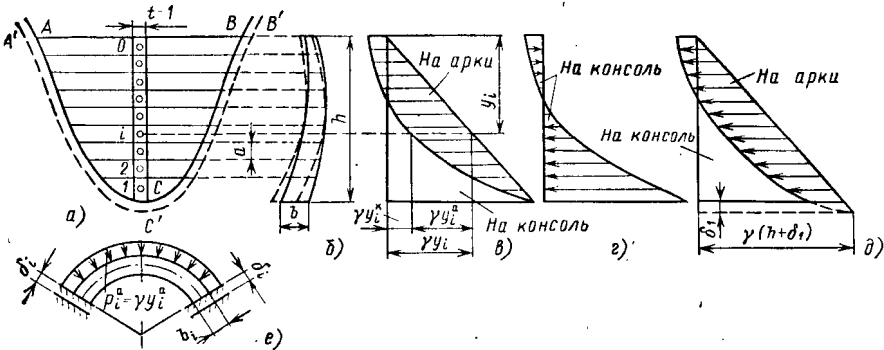


Рис. 7.16. Схемы к расчету арок методом арок — центральной консоли:

*a* — выделение арок и центральной консоли; *b* — поперечное сечение центральной консоли; *v* — распределение гидростатической нагрузки между арками и консолями; *g*, *d* — эпюры нагрузки на консоль и арки соответственно; *e* — эпюра нагрузки на *i*-ую арку

получены только для оболочек простых форм: цилиндрической, конической<sup>1</sup>; имеются решения уравнений теории тонких оболочек методом конечных разностей, а также с использованием вариационных методов.

Широкое распространение в проектной практике получили методы, в которых исходная система дифференциальных уравнений теории тонких оболочек сводится к решению контактной задачи для двух относительно простых континуальных систем, например, в виде двух условно ортотропных оболочек или плиты на упругом основании<sup>2</sup>. В методе расчленения дифференциальные операторы теории тонких оболочек преобразуются в специфическую систему уравнений, которая трактуется как система уравнений метода сил относительно усилий взаимодействия некоторой перекрестной стержневой системы<sup>2</sup>.

Четвертую группу методов представляет наиболее распространенный в проектной практике метод пробных нагрузок [2, 5]. Созданный в 30-е годы для расчетов арок и арочно-гравитационных плотин этот метод, в настоящее время усовершенствованный и автоматизированный, является обязательным для расчетного обоснования проекта как у нас, так и за рубежом. Метод пробных нагрузок может трактоваться как инженерный способ интегрирования уравнений оболочек средней толщины, учитывающий особенности арок плотин.

Наиболее совершенный метод расчета арок плотин совместно с основанием может быть построен на базе уравнений трехмерной теории упругости. Развитие МКЭ и совершенствование ЭВМ открывают новые возможности в этом отношении<sup>3</sup>.

Анализ перечисленных методов расчета арок плотин показывает, что во всех методах, за исключением метода трехмерной теории упругости, учитывают только податливость основания, а напряженное состояние основания при этом не исследуют, полагая априори, что прочность его обеспечена. Как показано в

<sup>1</sup> Ганев Х. В. К расчету арок плотин как пространственных систем. Сб. трудов МИСИ. Гидротехнические сооружения, 1959, № 29, с. 28—38.

<sup>2</sup> Вульфович Н. А., Зарубаев В. П., Корнеев В. Г., Спиридович Г. С. Программа расчета арок плотин полным методом арок-консоль на основе метода расчленения уравнений теории оболочек (ТОРМАК-2). Материалы к симпозиуму «Применение ЭВМ для решения задач, связанных с научными исследованиями, проектированием, строительством и эксплуатацией гидросооружений ГЭС». Л.: 1973. 8 с.

<sup>3</sup> Zienkiewicz O. C., Cheung U. K. Finite Element Method of Analysis for Arch Dams Shell and Comparison with Finite Difference Procedures. Theory of Arch Dams (edited by I. R. Ryzdewski). Pergamon Press, 1965. 650 p.

§ 7.4.2, расчеты устойчивости основания выполняются на усилия, передающиеся от плотины, вычисленные в предположении упругой работы бетона плотины и скального массива основания. Эти допущения расчета устойчивости обусловили более низкие значения коэффициента условий работ  $m_{пл}$  = 0,75 для арочных плотин по сравнению с гравитационными (СНиП 11-54-77). Но поскольку бетон арочной плотины работает преимущественно на сжатие, а появление отдельной трещины не сказывается на несущей способности плотины в силу ее гиперстатичности, в СНиП 11-54-77 для арочных плотин приняты значительно более высокий уровень допустимых сопротивлений при растяжении и несколько более низкий уровень допустимых сопротивлений при сжатии. С этой целью в общем выражении критерия прочности (5.5) в дополнение к общему коэффициенту условий работ  $m_{пл}$  для арочных плотин и их элементов при основном сочетании нагрузок вводится коэффициент условий работ  $m_{ар}$ , равный 2,4 при растяжении и 0,9 при сжатии. Например, для бетона Ингурской арочной плотны М350 с  $R_{пр}$  = 25,5 МПа и  $R_p$  = 2,5 МПа расчетные сопротивления составляют: при сжатии 10,1 МПа, при растяжении 1,9 МПа.

**Учет податливости основания.** Напряженное состояние арочной плотины как статически неопределимой конструкции в значительной степени зависит от податливости основания. Учет податливости в современных расчетах арочных плотин производится с помощью приближенного приема Фогта. По этому способу определение перемещений скального основания в различных точках контакта плотины со скалой сводится к расчету средних перемещений упругого полупространства с использованием решения задачи Буссинеска (см. § 1.3.7). При этом делаются следующие предположения:

- а) основание упругое, однородное, изотропное;
- б) деформации основания не зависят от формы его поверхности;
- в) перемещения элементарной площадки поверхности контакта зависят только от сил, непосредственно приложенных к этой площадке;
- г) давление воды на борта водохранилища не вызывает перемещений в створе арочной плотины.

В [2] приведены формулы для определения матрицы податливости и номограммы, упрощающие определение ее коэффициентов.

Существуют и другие способы учета податливости, в частности способ Фогта-Тельке, по которому фактический опорный контур  $ACB$  (рис. 7.16, а) заменяют более длинным фиктивным контуром  $A'C'B'$ , вследствие чего длины расчетных консолей и осей арочных колец увеличиваются на некоторое значение  $\delta$ , переменное для различных сечений. При  $E_B = E_{ск}$  принимают  $\delta = (0,45 \div 0,5) B$  ( $B$  — толщина плотины по опорному контуру).

**Расчет температурных напряжений.** Температурные напряжения в арочной плотине возникают вследствие изменения температуры воздуха и воды водохранилища. Эти изменения с достаточной для практических расчетов точностью могут быть представлены в виде отдельных гармонических колебаний (см. § 2.3.10). На глубине 50—60 м происходит затухание колебаний температуры воды в водохранилище, и она остается постоянной, равной для средних широт 4—8 °С.

Расчет температурных напряжений выполняется в два этапа [67]. На первом этапе определяется температурный режим плотины и устанавливаются расчетные параметры температуры в сечениях плотины. На втором этапе определяется термонапряженное состояние арочной плотины тем же методом расчета, что и при расчете на гидростатическую нагрузку.

В общем виде эпюра распределения температуры по толщине арочной плотины для каждого рассматриваемого сечения в любой момент времени представляется в виде (рис. 7.17)

$$T_i = T_{ср} + \Delta T y / b + \Delta T_i, \quad (7.9)$$

где  $T_{ср}$  — средняя температура по сечению;  $\Delta T$  — температурный перепад;  $\Delta T_i$  — ординаты криволинейной части эпюры.

При определении температурных напряжений учитываются изменения температуры сооружения от условного нулевого значения, принимаемого равным

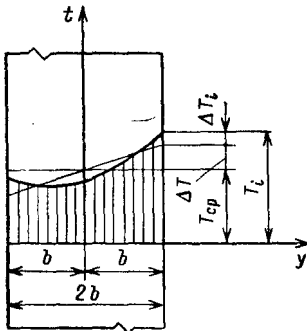


Рис. 7.17. Параметры температурной эпюры

температуре замоноличивания плотины  $T_{зам}$ , при этом считается, что в момент замоноличивания температурные напряжения в плотине равны нулю.

Расчет температурных напряжений производится во времени на температурные воздействия  $T_{cp}$ ,  $\Delta T$ ,  $\Delta T_i$ ; из полученных напряженных состояний выбираются экстремальные (как правило, летнее и зимнее), которые суммируются с напряженным состоянием от гидростатической нагрузки. Изменяя температуру замыкания, можно в определенных пределах регулировать напряженное состояние арочной плотины.

Для предварительных расчетов температурных напряжений и выбора температуры замыкания широко используется метод арок — центральной консоли [67].

**Расчет на сейсмические воздействия.** Для предварительных расчетов может использоваться статическая теория сейсмостойкости, а сейсмические нагрузки могут быть определены по приведенным ниже зависимостям, полученным Ш.Г. Напетваридзе [2]. Составляющие сейсмической инерционной нагрузки:

$$S_B(x, \psi) = b(x, \psi) \gamma_6 AK_1 K_2 K_\psi \left\{ 1 + 0,5 \frac{x}{x_0} \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{\psi(x)}{\psi_0(x)} \right] \right\}; \quad (7.10)$$

поперек ущелья

$$S_{II}(x, \psi) = b(x, \psi) \gamma_6 AK_1 K_2 K_\psi, \quad (7.11)$$

где  $S_B(x, \psi)$  и  $S_{II}(x, \psi)$  — интенсивности распределенных сейсмических нагрузок в точке  $x, \psi$  (рис. 7.18);  $b(x, \psi)$  — толщина плотины в рассматриваемой точке;  $A_1, K_1, K_2, K_\psi$  — коэффициенты (см. § 1.9.3 и 2.3.11), определяемые согласно СНиП II-7-81;  $x_0$  — расстояние от подошвы до центра тяжести плотины;  $\psi_0(x)$  — координата пяты арки на расстоянии  $x$  от подошвы.

Расчет арочной плотины при этом выполняется методом арок — центральной консоли.

Для уточнения напряженного состояния плотины проводят расчеты по линейно-спектральной теории сейсмостойкости согласно СНиП II-7-81. Расчет на сейсмические нагрузки по этой теории соответствует расчету сооружений на вынужденные колебания, вызванные поступательными смещениями основания как

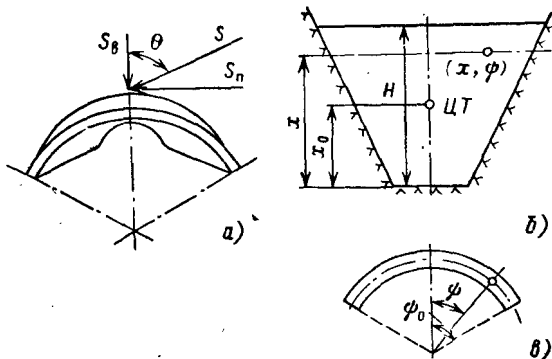


Рис. 7.18. Схемы к расчету арочной плотины на сейсмические нагрузки методом арок — центральной консоли:

а — разложение сейсмической нагрузки вдоль и поперек ущелья; б — разрезка средней поверхности плотины (ЦТ — центр тяжести плотины); в — арка на расстоянии  $x$  от подошвы

единой платформы, на которой находится сооружение. Определению сейсмических нагрузок предшествует расчет плотины на собственные колебания: определяются первые пять — десять форм собственных колебаний и соответствующие им периоды колебаний.

Расчет плотины на собственные колебания проводят обычно, как для системы с конечным числом степеней свободы. Определив частоты и формы собственных колебаний плотины, определяют ее напряженное состояние от сейсмических нагрузок. Согласно СНиП II-7-81 сейсмические нагрузки  $S_{ik}$ , отвечающие каждому из тонов собственных колебаний, определяют по (2.31). От сейсмических нагрузок  $S_{ik}$  определяются усилия в плотине по формуле (2.41).

Перспективными являются разрабатываемые в настоящее время динамические расчеты арочных плотин на сейсмическое воздействие, заданное в виде аналоговой акселерограммы<sup>1</sup>.

#### 7.4.2. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ

**Основные положения.** В настоящее время практически невозможно расчетным путем исследовать несущую способность комплекса арочная плотина — основание, поскольку нет четкого представления о характере предельного состояния комплекса в момент исчерпания несущей способности; кроме того, современные вычислительные средства позволяют исследовать работу арочной плотины с учетом в основном упругих деформаций [33]. Задачу можно решать с помощью геомеханической модели, что и делается на завершающей стадии проектирования, поскольку эти модели дороги и требуют значительного времени для их изготовления и испытания. Поэтому современные арочные плотины проектируют так, чтобы их основания выдержали с заданным запасом нагрузку от плотины, вычисленную в предположении упругой работы бетона плотины и скального основания.

Это положение нуждается в некотором уточнении. Как показывает анализ напряженного состояния оснований арочных плотин, в отдельных областях прочность скалы исчерпана или материал работает за пределами упругости уже при эксплуатационной нагрузке. Избежать появления таких областей невозможно; при проектировании задача сводится к определению положения и размеров этих областей, оценке влияния их на работу плотины и основания и при необходимости к разработке инженерных мероприятий по их нейтрализации. Что касается интегральной прочности скального массива, а именно соотношения удерживающих и сдвигающих сил или моментов, которые используются в расчетах устойчивости, то эти условия должны удовлетворяться с необходимым запасом.

В соответствии со СНиП II-54-77 для арочных плотин во всех створах следует выполнять расчеты устойчивости береговых упоров; для плотин в широких створах, кроме того, надлежит также выполнять расчет общей устойчивости совместно со скальным основанием. В последнем случае вводится дополнительный коэффициент условий работ  $m_{ap2} = 1,1$ . В обоих случаях при учете сейсмических нагрузок вводится коэффициент  $m_{ap3} = 1,1$ .

**Расчет общей устойчивости арочной плотины в широком створе.** При этом расчете полагается, что в предельном равновесии под действием внешних нагрузок на плотину возможен поворот части плотины совместно с некоторым объемом скального основания вокруг оси, проходящей через центр арочного давления в плоскости межсекционного шва (рис. 7.19); в расчете рассматривается ряд схем вращения как правого, так и левого плеча плотины, при повороте плеча плотины остальная часть ее считается неподвижной. Условие устойчивости записывается в виде соотношения суммы моментов реактивных сил  $\Sigma M_p$ , которые могут развиваться на поверхности сдвига при расчетных параметрах сопротивления сдвигу, и

<sup>1</sup> Ломбардо В. Н. Расчет арочных плотин на сейсмические воздействия, заданные акселерограммой. — Труды координац. совещаний по гидротехнике, 1973, вып. 87, с. 66-73.

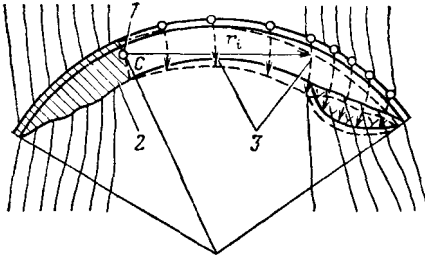


Рис. 7.19. Схема расчета устойчивости арочной плотины по методу С. А. Фрида и Д. П. Левенхиса:

1 — мгновенная ось вращения; 2 — неподвижная часть плотины; 3 — направляющие поверхности вращения

суммы моментов активных сил  $\Sigma M_a$ , действующих на рассматриваемую часть плотины в условиях нормальной эксплуатации [33]:

$$n_c \Sigma M_a \leq \frac{m_{пл} m_{ар2}}{k_{II}} \Sigma M_p. \quad (7.12)$$

Наихудшее соотношение (7.12) определит устойчивость арочной плотины.

Расчет устойчивости скальных береговых упоров арочной плотины основан на анализе в предельном состоянии расчетных блоков, выделенных в основании в соответствии с его геологическим строением, характером усилий, передающихся от плотины, а также в соответствии с возможностью их перемещения по поверхности сдвига вместе с арочной плотиной. Как правило, расчетные блоки представляются в виде простейшего тела в пространстве — тетраэдра (рис. 7.20).

При крупных нарушениях расчетные блоки выделяются достаточно определенно: два из нарушений сплошности определяют положение двух плоскостей сдвига, третье — плоскость отрыва со стороны верхнего бьефа. Аналогичным образом выделяются блоки при наличии систем мелкой трещиноватости.

Сложнее выделить расчетный блок в равномерно трещиноватой скале. В этом случае при установлении положения поверхности сдвига используются результаты исследований прочности основания по напряженному состоянию (см. § 7.4.3).

При отсутствии данных о напряженном состоянии задаются различным высотным положением нижней поверхности сдвига, отыскивается наиболее опасный расчетный блок, степень устойчивости которого определяет устойчивость всего скального основания.

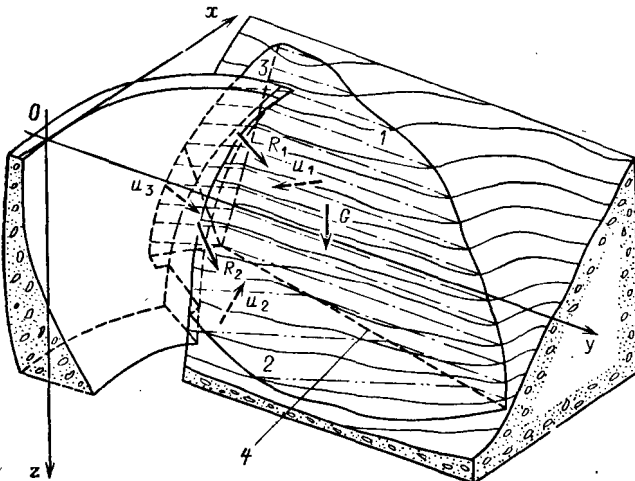


Рис. 7.20. Схема расчетного блока в основании арочной плотины и действующих сил:

1 и 2 — плоскости сдвига; 3 — плоскость отрыва; 4 — линия пересечения плоскостей сдвига (линия сдвига)

На практике обычно используются все случаи выделения расчетных блоков, так как заранее неизвестно, какой блок будет наименее устойчивым: блок, ограниченный крупными трещинами, или блок, выделенный расчетными плоскостями сдвига из соображений напряженного состояния.

Прочность скального основания в расчетах устойчивости характеризуется параметрами сопротивления сдвигу  $\operatorname{tg} \varphi_{ip}$  и  $c_{ip}$ , расчетные значения которых определяются в соответствии с требованиями СНиП II-16-76 отдельно для крупных трещин и для скального массива (желательно иметь эти характеристики в зависимости от ориентации расчетных плоскостей сдвига).

Расчет устойчивости береговых упоров основан на анализе сил [33], обычно моменты сил в расчете не учитываются (имеются методы, в которых анализируются моменты сил). Рассматриваются такие поверхности сдвига, при виртуальном перемещении вдоль которых хорда арочной плотины не уменьшается.

Исследуется предельное состояние блока, характеризующееся соотношением между реактивными касательными  $\tau_{i\text{пр}}$  и нормальными  $\sigma_i$  напряжениями по плоскостям сдвига ( $i = 1, 2$ ):

$$\tau_{i\text{пр}} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_{i\text{кр}} + c_{i\text{кр}}, \quad (7.13)$$

где  $\operatorname{tg} \varphi_{i\text{кр}}$  и  $c_{i\text{кр}}$  — критические значения параметров сопротивления сдвигу, соответствующие предельному состоянию блока под действием эксплуатационных (расчетных) нагрузок.

Условие устойчивости записывается в виде

$$\frac{\operatorname{tg} \varphi_{ip}}{\operatorname{tg} \varphi_{i\text{кр}}} = \frac{c_{ip}}{c_{i\text{кр}}} \geq \frac{n_c k_n}{m}. \quad (7.14)$$

Обозначив

$$K = n_c k_n / m, \quad (7.15)$$

получим, что для арочных плотин I класса при основном сочетании нагрузок,  $K = 1 \cdot 1,25/0,75 = 1,67$ , при особых сочетаниях с учетом сейсмических воздействий  $K = 0,9 \cdot 1,25/0,75 = 1,5$ .

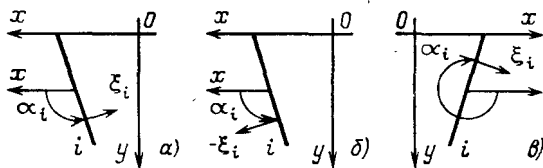
Действующие силы. Силы  $X_a$ ,  $Y_a$ ,  $Z_a$ , передающиеся от плотины, вычисляются как на основное, так и на особые сочетания нагрузок. Для удобства силы спроектированы на оси координат [ось  $x$  — горизонтальна и направлена в сторону берега, ось  $y$  — горизонтальна и направлена в сторону нижнего бьефа, ось  $z$  — вертикальна и направлена вниз (рис. 7.20)]. При использовании дискретных методов расчета плотины рекомендуется проверка эквивалентности усилий, передающихся от плотины, внешней гидростатической нагрузке.

Собственный вес расчетного блока  $G$  подсчитывается исходя из объема блока и удельного веса скального основания. Поскольку удельный вес скальных пород в состоянии естественной влажности и в насыщенном состоянии различается незначительно, в расчете используется только удельный вес в состоянии естественной влажности.

Воздействие фильтрационного потока учитывается в виде поверхностных сил  $U_i$ , приложенных к расчетным плоскостям 1, 2, 3. Значения  $U_i$  определяются либо на основании гидродинамической сетки, полученной расчетом или методом ЭГДА, либо приближенно [см. СНиП II-54-77, а также § 2.3.5]. Фильтрационные силы являются наименее определенными, поэтому рекомендуется исследовать влияние на устойчивость возможных изменений фильтрационных сил (например, за счет изменения коэффициента фильтрации основания при его нагружении, выхода из строя дренажа и пр.).

Силы при особых сочетаниях нагрузок, а также при сейсмических воздействиях определяются согласно СНиП II-54-77 и СНиП II-78.1.

Расчетные формулы. Расчетные плоскости сдвига 1 и 2 и плоскость отрыва 3 задаются двумя углами: углом  $\alpha_i$ , образованным линией простирания плоскости  $i$  с осью  $x$ , и углом падения плоскости  $\xi_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ); правило отсчета углов  $\alpha_i$  и  $\xi_i$  показано на рис. 7.21.

Рис. 7.21. Правило отсчета углов  $\alpha_i$  и  $\xi_i$ :

$a, б$  — для правого берега;  $в$  — для левого берега

Проектируются все силы, действующие на расчетный блок, на оси координат и определяется главный вектор  $P$ ; далее главный вектор раскладывается на три направления: на нормали к плоскостям сдвига 1 и 2 и линию пересечения этих плоскостей (линию сдвига). Обозначив соответствующие проекции  $P$  через  $N_1, N_2$  и  $T$ , запишем условие эквивалентности  $P$  его проекциям

$$\left. \begin{aligned} N_{1x} + N_{2x} + T_x &= P_x; \\ N_{1y} + N_{2y} + T_y &= P_y; \\ N_{1z} + N_{2z} + T_z &= P_z. \end{aligned} \right\} \quad (7.16)$$

Соответствующие проекции  $N_1, N_2$  и  $T$  на оси координат можно выразить через их значения и косинусы углов, определяющие их положение в пространстве:

$$N_{ix} = a_i N_i, \quad N_{iy} = b_i N_i, \quad N_{iz} = c_i N_i \quad i = 1, 2; \quad (7.17)$$

$$T_x = a_T T, \quad T_y = b_T T, \quad T_z = c_T T, \quad (7.18)$$

где  $a_i, b_i, c_i$  — косинусы углов нормалей  $n_i$  с осями  $x, y, z$ ;  $a_T, b_T, c_T$  — то же для линии сдвига.

Косинусы углов определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} a_i &= \sin \alpha_i \sin \xi_i; \\ b_i &= -\cos \alpha_i \sin \xi_i; \\ c_i &= \cos \xi_i \end{aligned} \right\} \quad i = 1, 2 \quad (7.19)$$

и

$$\left. \begin{aligned} a_T &= \frac{1}{M} (c_1 b_2 - b_1 c_2); \\ b_T &= \frac{1}{M} (a_1 c_2 - c_1 a_2); \\ c_T &= \frac{1}{M} (b_1 a_2 - a_1 b_2), \end{aligned} \right\} \quad (7.20)$$

где

$$M = \sqrt{(c_1 b_2 - b_1 c_2)^2 + (a_1 c_2 - c_1 a_2)^2 + (b_1 a_2 - a_1 b_2)^2}. \quad (7.21)$$

Проекции главного вектора  $P$  на оси координат определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} P_x &= X_a + AK_1 K_2 K_\psi G \cos \alpha_c \cos \xi_c - \sum_{i=1}^3 a_i U_i; \\ P_y &= Y_a + AK_1 K_2 K_\psi G \sin \alpha_c \cos \xi_c - \sum_{i=1}^3 b_i U_i; \\ P_z &= Z_a + G - AK_1 K_2 K_\psi G \sin \xi_c - \sum_{i=1}^3 c_i U_i, \end{aligned} \right\} \quad (7.22)$$

где  $A$ ,  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_\psi$  — коэффициенты (см. § 2.3.11), принимаемые согласно СНиП II-7-81;  $\alpha_c$  — угол, образуемый с осью  $x$  горизонтальной проекцией вектора сейсмического ускорения; положительное направление отсчета — от осей в сторону оси  $y$ ;  $\xi_c$  — угол наклона вектора сейсмического ускорения, положительное направление отсчета — вверх.

Подставив значения (7.17) и (7.18) в уравнение (7.16), получим линейную систему трех уравнений относительно неизвестных величин  $N_1$ ,  $N_2$  и  $T$ :

$$\left. \begin{aligned} a_1 N_1 + a_2 N_2 + a_T T &= P_x; \\ b_1 N_1 + b_2 N_2 + b_T T &= P_y; \\ c_1 N_1 + c_2 N_2 + c_T T &= P_z. \end{aligned} \right\} \quad (7.23)$$

Решив систему (7.23), получим значения сдвигающей  $T$  и нормальных сил  $N_1$  и  $N_2$ , обуславливающих силы трения по расчетным плоскостям сдвига 1 и 2; условие устойчивости запишется в виде

$$\frac{\sum_{i=1}^2 (N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i F_i)}{T} \geq K, \quad (7.24)$$

где  $F_i$  — площадь сдвига ( $i = 1, 2$ ).

Формула (7.24) имеет смысл при  $N_1 \geq 0$  и  $N_2 > 0$ , т.е. когда нормальные силы по обеим плоскостям сдвига 1 и 2 сжимающие, в противном случае происходит сдвиг по одной из плоскостей.

Если в результате решения системы (7.23):

а)  $N_1 > 0$  и  $N_2 < 0$ , то расчетный блок в предельном состоянии скользит по плоскости 1 с отрывом от плоскости 2;

б)  $N_1 < 0$  и  $N_2 > 0$ , то расчетный блок в предельном состоянии скользит по плоскости 2 с отрывом от плоскости 1.

В этих случаях условие устойчивости проверяется по формуле

$$\frac{P \cos \beta_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i F_i}{P \sin \beta_i} \geq K, \quad i = 1, 2, \quad (7.25)$$

где

$$\cos \beta_i = a_p a_i + b_p b_i + c_p c_i, \quad i = 1, 2. \quad (7.26)$$

Индекс  $i = 1$  или 2 в зависимости от того, по какой плоскости скользит блок в предельном состоянии; направляющие косинусы  $a_p$ ,  $b_p$ ,  $c_p$  главного вектора  $P$  нетрудно определить, исходя из проекций  $P$  на оси координат (7.22).

Изложенный метод расчета устойчивости прост, и оценка устойчивости по нему возможна без использования ЭВМ. Однако в нем не учитывается тенденция сдвига расчетного блока под действием сил собственного веса в вертикальной плоскости. Поэтому рекомендуется для предварительных расчетов использовать приведенный здесь метод, а устойчивость выбранного варианта арочной плотины на завершающих стадиях проектирования обосновывать по более точному методу, изложенному в [33].

### 7.4.3. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЙ. РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНЫХ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ИХ УКРЕПЛЕНИЮ

Напряженно-деформированное состояние скальных оснований арочных плотин обусловлено рядом факторов, среди которых определяющими являются: усилия, передающиеся от плотин, естественное напряженное состояние, силовое воздействие фильтрационного потока, сейсмические воздействия.



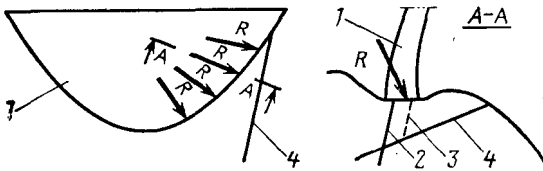


Рис. 7.22. Расчетные сечения в основании арочной плотины:

1 — плотина; 2 — цементационная завеса; 3 — дренаж; 4 — трещина

На формирование естественного напряженного состояния скального массива оказывают влияние силы гравитационного поля, тектоническая деятельность, физико-механические превращения горных пород, рельеф склонов, подземные воды, строительная деятельность человека. Естественные напряжения не поддаются расчету, их не удастся измерить ввиду несовершенства техники измерений и малочисленности точек измерения. Поэтому на современной стадии напряжения в основаниях арочных плотин могут быть вычислены только с учетом гравитационных сил и воздействия фильтрационных сил.

Фильтрационный поток в основании плотины меняется с созданием водохранилища, что вызывает изменения напряженного состояния и физико-механических свойств основания. Неоднородность скальных массивов в фильтрационном отношении и сложная пространственная ориентировка трещин создают значительные трудности при разработке методов расчета фильтрации в скальных основаниях.

В настоящее время пользуются приближенными решениями фильтрационной задачи: в частности, имеются решения задачи установившейся фильтрации, подчиняющейся закону Дарси, в двух- и трехмерных условиях методом конечных элементов. Часто пользуются упрощенным приемом в соответствии со СНиП II-54-77, представляя силовое воздействие фильтрующейся воды в виде поверхностных сил.

При исследовании прочности оснований арочных плотин приходится решать две задачи: первая состоит в определении напряженно-деформированного состояния в основании, вторая — в анализе этого состояния по теории прочности.

Первая задача для бетонных плотин, работающих в двухмерных условиях, решается сравнительно просто с учетом совместной работы плотины и основания методом конечных элементов. Для арочной плотины, работающей в пространственных условиях, решение усложняется, и хотя имеются отдельные решения МКЭ для комплекса арочная плотина — основание, эти решения пока уникальны и не дают детальной информации о распределении напряжений в основании. Поэтому и для оснований арочных плотин пока используются решения плоских задач.

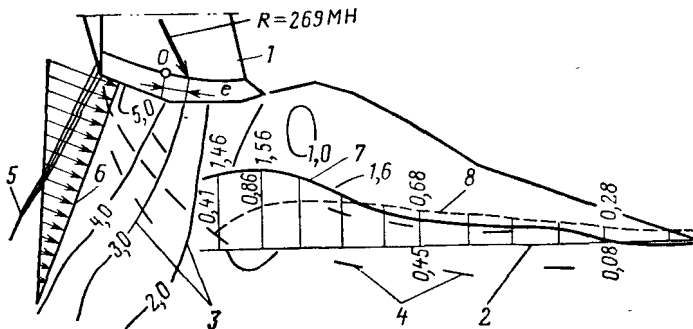


Рис. 7.23. Пример оценки напряженного состояния в расчетном сечении основания Ингурской арочной плотины:

1 — плотина; 2 — расчетная поверхность сдвига; 3 — изолинии  $\theta_{min}$ ; 4 — площадки  $\theta_{min}$ ; 5 — область разуплотнения; 6 — цементационная завеса; 7 и 8 — нормальные и касательные напряжения

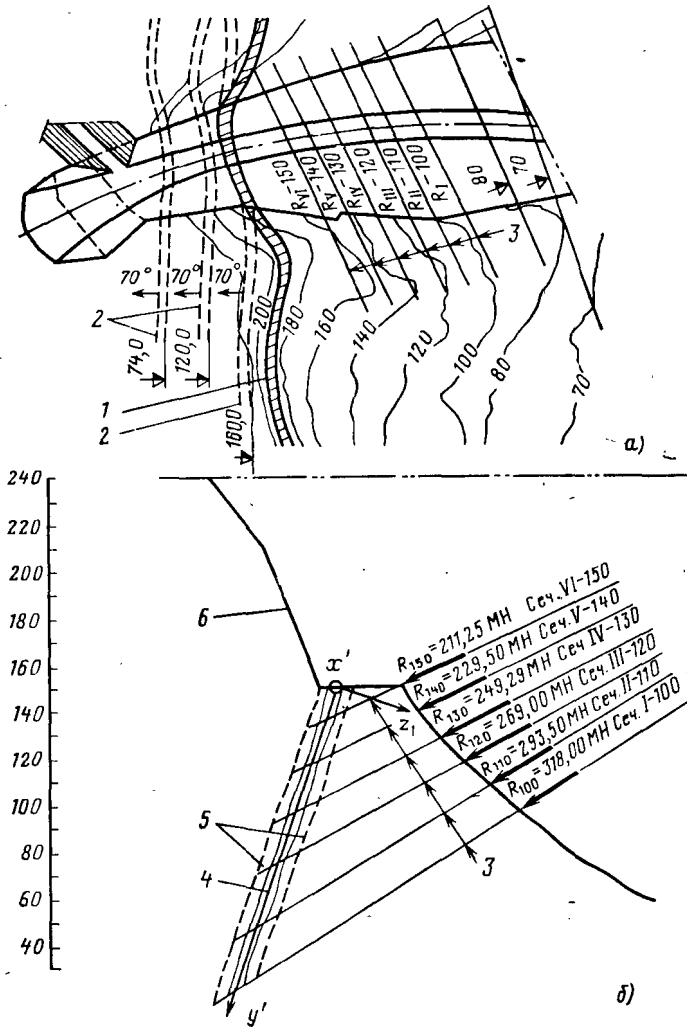
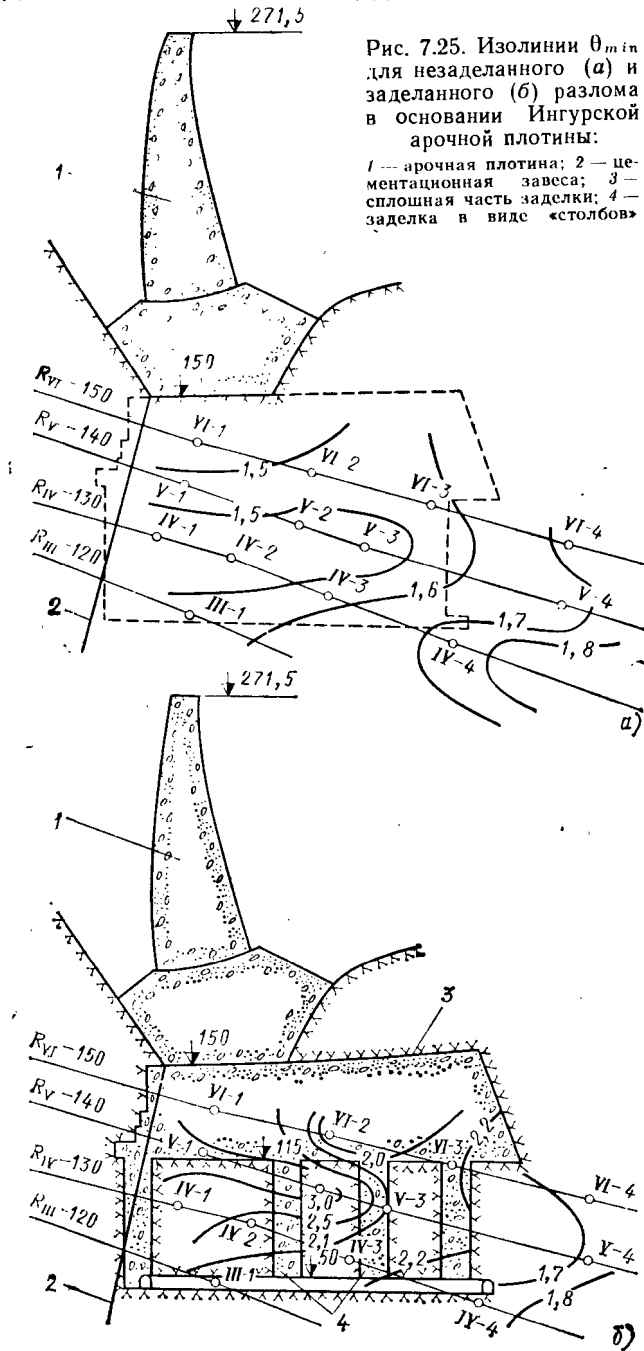


Рис. 7.24. К определению границ заделки правобережного разлома в основании Ингурской арочной плотины:

*a* — план; *b* — разрез-развертка по оси плотины; 1 — выход разлома на дневную поверхность; 2 — следы разлома на отметках; 3 — расчетные сечения; 4 — разлом; 5 — зона разуплотнения; 6 — осевая линия подошвы плотины

Определяются усилия взаимодействия между плотиной и основанием (например, методом пробных нагрузок), под воздействием которых исследуется напряженно-деформированное состояние скального основания отдельно от плотины. При таком решении задачи на контакте плотина — основание не выполняются условия неразрывности деформаций. Определение напряжений производится путем решения задачи плоской деформации МКЭ в расчетных сечениях, совпадающих с плоскостями действия равнодействующих усилий  $R$ , передающихся от плотины на основание на исследуемых отметках (рис. 7.22).



Полученное напряженное состояние анализируется по теории прочности Мора (кроме того, в области растягивающих напряжений по первой теории прочности); если условия прочности не удовлетворяются, то решение уточняется (см., например, [33]). Таким образом решается вторая задача.

Распределение напряжений и коэффициентов запаса прочности  $\theta_{\min}$  (рис. 7.23) позволяет выделить наиболее напряженные области основания, оценить влияние неупругих деформаций, наметить наиболее опасные направления сдвига (площадки  $\theta_{\min}$ ).

Исходя из анализа прочности основания в расчетных сечениях устанавливается необходимость укрепления основания у низовой грани плотины в зоне недостаточной врезки. Для этой цели сравниваются перемещения пяты арочной плотины в расчетном сечении, рассчитанные в предположении упругой работы основания и с учетом пластических деформаций; если перемещения отличаются менее чем на 5%, то в укрепительных мероприятиях нет необходимости; если перемещения пяты при учете пластических деформаций увеличиваются более чем на 5%, то устраивается бетонная плита, которая увеличивает врезку плотины и пригружает скальное основание; часто бетонную плиту применяют в сочетании с предварительно напряженными анкерами, обжимающими скальный массив и тем самым повышающими несущую способность основания.

Необходимость укрепления трещин или разломов в основаниях, а также определение границ заделки трещин бетоном устанавливается на основе анализа прочности заполнителя трещин и скального массива, примыкающего к трещине. Пространственное напряженное состояние основания в зоне разлома определяется с помощью решения ряда задач плоской деформации в расчетных сечениях (рис. 7.24); полученные напряжения суммируются с напряжениями от собственного веса, после чего вычисляются главные напряжения. Сначала анализируется прочность заполнителя разлома в его естественном, т. е. незаделанном, состоянии (рис. 7.25, а).

Если значения  $\theta_{\min}$  менее допускаемых (для условий Ингурской плотины допускаемое значение  $\theta_{\min}$  было принято равным 2), то задаются первым вариантом заделки, рассчитывают снова напряжения и далее оценивают прочность уже скалы, примыкающей к заделке, и заполнителя разлома вне заделки; если  $\theta_{\min}$  менее допускаемых, то задаются вторым вариантом заделки и т. д. На рис. 7.25, б показаны изолинии  $\theta_{\min}$  для заделанного правобережного разлома в основании Ингурской плотины. Поскольку в нижней части заделки  $\theta_{\min}$  превосходят допускаемые, было принято решение между отметками 115 и 50 м заполнить заделку в виде столбов, размером  $10 \times 8$  м (рис. 7.25, б). Такое решение позволило сократить объем подземных работ и обеспечить плавное изменение жесткости заделки. Для укрепления массива скалы в зоне разлома, а также для ликвидации влияния разгрузки во время проходки штолен была выполнена укрепительная цементация. С целью снижения фильтрационного давления в пористой стороне разлома выполнен скважинный дренаж скального массива.

## Глава 8

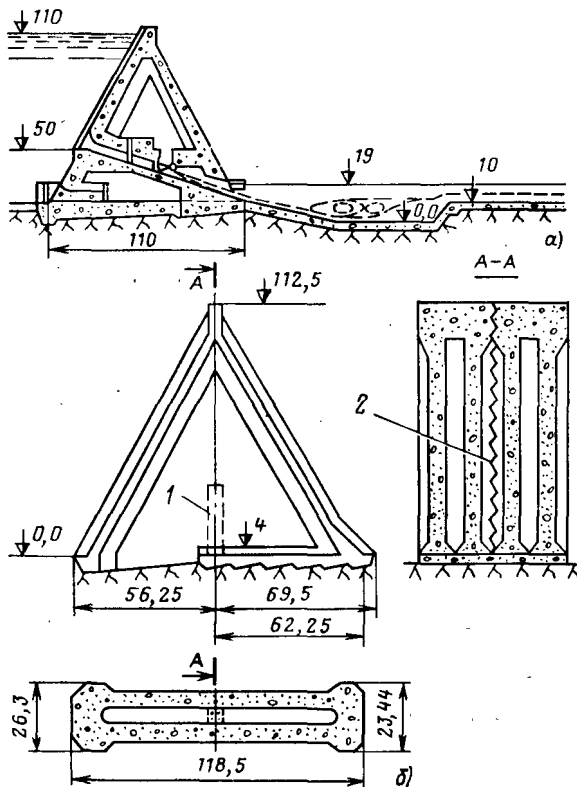
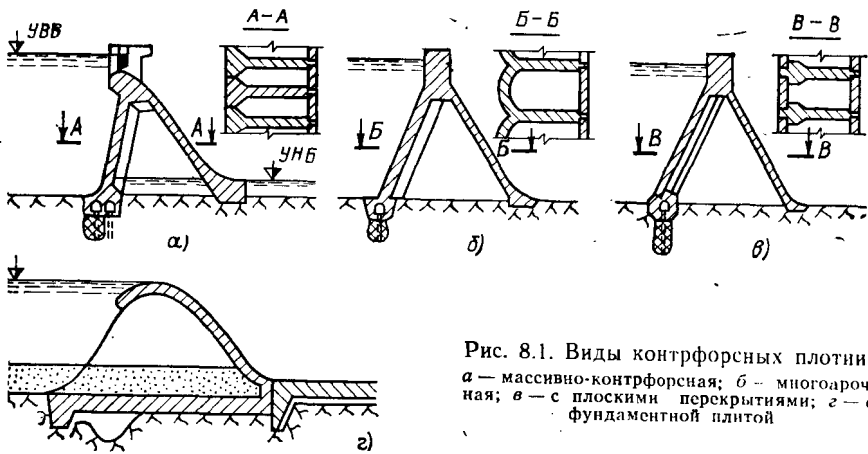
# КОНТРОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

## 8.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИН

К контрфорсным плотинам относятся плотины, у которых отношение толщины контрфорса  $d_0$  к расстоянию между температурными швами  $d$  (длине секции плотины) составляет  $d_0/d \leq 0,5$ .

Контрфорсные плотины подразделяются:

а) по типу напорного перекрытия: с плоскими перекрытиями (рис. 8.1, а); с массивными оголовками или массивно-контрфорсными (рис. 8.1, а); с арочными перекрытиями или многоарочными (рис. 8.1, б);



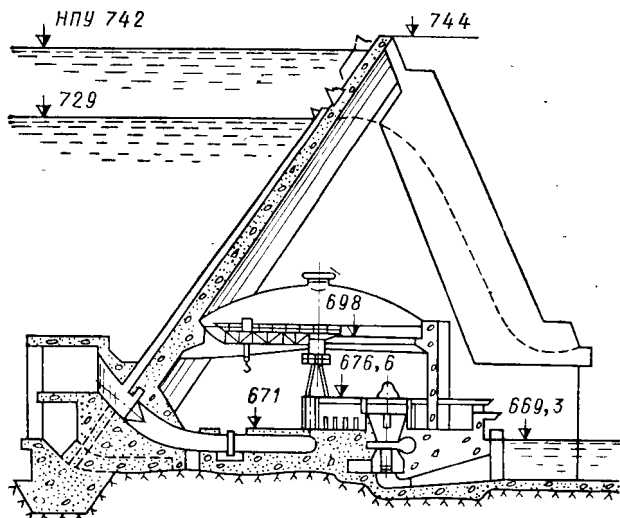


Рис. 8.3. Многоарочная плотина Гранваль высотой 88 м со зданием ГЭС между контрфорсами (Франция)

б) по конструкции контрфорсов: с одиночными контрфорсами (рис. 8.1); со сдвоенными контрфорсами (рис. 8.2); без фундаментной плиты (рис. 8.1, а — в) и с фундаментной плитой (рис. 8.1, г);

в) по назначению: глухие (рис. 8.2, б), водосливные или водосбросные (рис. 8.2, а), стационарные (рис. 8.3), кроме того, реверсивные — с плоскими напорными перекрытиями, располагаемыми на низовой грани контрфорсов (рис. 8.1, г).

Основные особенности контрфорсных плотин:

1) уменьшение объема бетона по сравнению с гравитационными плотинами (уменьшение бетона в контрфорсных плотинах достигает 20—40 %);

2) значительное уменьшение противодавления в основании; благодаря свободному выходу фильтрационной воды в нижний бьеф между контрфорсами упрощается подземный контур плотины и обеспечивается надежность сооружения;

3) возможность создания внутри контрфорсных плотин, имеющих с низовой стороны перекрытия, замкнутых воздушных полостей (см. рис. 8.1), оказывающих благоприятное влияние на температурное поле плотины в условиях эксплуатации. В условиях строительства в суровом климате наличие полостей способствует охлаждению контрфорсов до температуры омоноличивания без искусственного охлаждения, что упрощает строительные работы;

4) возможность возведения основных несущих элементов плотины — контрфорсов независимо друг от друга упрощает организацию работ, при этом строительные расходы достаточны просто пропускаются между контрфорсами. Удобство пропуска строительных расходов существенно для условий крупных рек со значительными паводками (например, пропуск расхода более 10 тыс. м<sup>3</sup>/с в период строительства Зейской плотины);

5) значительное увеличение площади опалубиваемой поверхности, соответственно затрат труда на ее установку и снятие (по сравнению с гравитационными плотинами составляет в среднем 1,5—2 раза);

6) высокие требования к организации бетонных работ, при этом ограниченные возможности широкой механизации их;

7) необходимость повышения марок бетона и удельного расхода арматуры в особо тонких конструкциях, таких как многоарочные плотины, или с плоскими перекрытиями. В массивно-контрфорсных плотинах высотой до 150 м требования к бетону наружных зон определяются, как правило, обеспечением долговечности сооружения, т. е. по морозостойкости, водонепроницаемости, истираемости, кавитационной стойкости, при этом прочность бетона, как правило, полностью не используется.

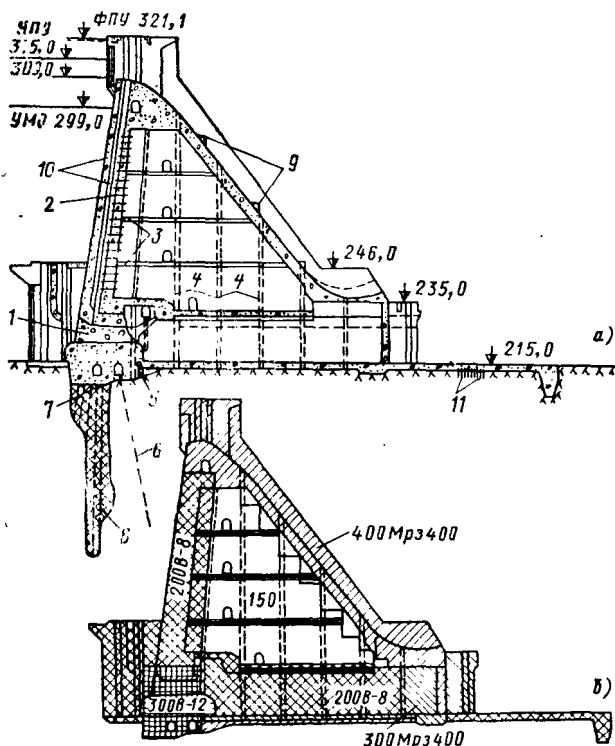


Рис. 8.4. Массивно-контрфорсная плотина Зейской ГЭС высотой 115 м (многоводная река, суровые климатические условия):

*a* — вертикальное сечение; *b* — зонирование бетона по маркам; 1 — временные строительные отверстия; 2 — дренажные трубы диаметром 20 см через 3 м; 3 — перекрытия полостей; 4 — широкие временные швы шириной 1,5 м; 5 — трубы для соединения полостей; 6 — дренажные скважины; 7 — сопрягающая цементация с шагом 3 м; 8 — цементационная завеса; 9 — трамплин-азраторы; 10 — уплотнение; 11 — анкеры

Контрфорсные плотины построены во многих странах, в самых различных условиях (см. табл. П.1.3).

Наиболее высокими из построенных в СССР контрфорсных плотин являются: Кировская плотина высотой 83 м, Андижанская высотой 115 м (см. рис. 8.2) и Зейская плотина (рис. 8.4) высотой 115 м. Первые две плотины построены в Средней Азии в континентальном климате, характерном значительной амплитудой колебания температуры воздуха. Зейская плотина возведена на Дальнем Востоке в условиях холодного и сурового климата со средней годовой температурой воздуха, близкой к  $-4^{\circ}\text{C}$ . Все три названные плотины — массивно-контрфорсные. У Кировской плотины относительная толщина контрфорса  $d_0/d$  несколько больше 0,5. Андижанская плотина имеет сдвоенные относительно тонкие контрфорсы, Зейская — единичные контрфорсы в глухих и водосливных секциях и сдвоенные в станционной секции.

## 8.2. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

Большинство контрфорсных плотин возведено на скальных основаниях, причем многоарочные плотины — только на скале, имеющей модуль деформации основания более 3000 МПа. Наиболее благоприятными для напряженного состояния контактной зоны плотин являются основания, имеющие модуль деформации от 8000 до 14 000 МПа, прочность на сжатие более 40 МПа, параметры сопротивления сдвигу  $\text{tg } \varphi = 0.75$  и  $c = 0.3$  МПа и более.

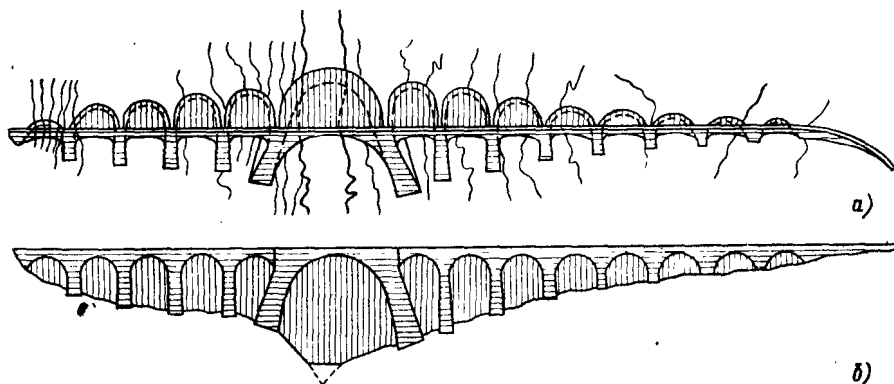


Рис. 8.5. Многоарочная плотина Даниэль Джонсон (Канада) высотой 215 м:  
а — план; б — вид с нижнего бьефа

Для обоснования проекта контрфорсной плотины высотой более 60 м прочностные и деформационные характеристики основания, как правило, должны быть обоснованы полевыми крупномасштабными опытными работами на прототипированных штампах и целиках [41, 46].

Скальные основания контрфорсных плотин, так же как и арочных, играют решающую роль в обеспечении несущей способности системы плотина — основание (см. § 7.4.3). Кроме систем трещиноватости, влияющих на величины и распределение деформационных и прочностных свойств основания, важное значение имеют крупные разрывные нарушения в основании и особенно в береговых примыканиях. Пологопадающие трещины, образовавшиеся в результате процесса разгрузки скального массива при образовании долины, оказывают существенное влияние на устойчивость русловых секций плотины; в случае необходимости выполняются инженерные мероприятия (увеличение врезки, заделка трещин бетоном, анкеровка контрфорсов). Трещины бортового отпора, отчленяющие массивы в береговых примыканиях, в сочетании с пологопадающими трещинами могут представлять опасность как для самой плотины, так и для бортов водохранилища. Наличие крупных трещин может явиться причиной резкого изменения проницаемости основания, что необходимо учитывать при проектировании подземного контура.

При проектировании скальной врезки необходимо учитывать инженерно-геологические условия строительной площадки. Наибольшая сложность возникает в береговых примыканиях, где по условиям опирания плотины требуется создание горизонтальных (или близких к ним) площадок, что требует дополнительной врезки.

Объем скальной врезки должен определяться исходя из минимума стоимостей скальных работ по выемке котлована, бетонных работ на плотине и инженерных мероприятий по укреплению основания [72].

Высокая сейсмичность района не является противопоказанием для строительства контрфорсных плотин.



Самая высокая контрфорсная плотина — многоарочная плотина Даниэль Джонсон высотой 215 м (рис. 8.5), построенная в Канаде в 1970 г.

Выполняются контрфорсные плотины, как правило, из монолитного бетона, хотя имеется пример возведения плотины полностью из сборных элементов (многоарочная плотина Меффруш в Алжире высотой 25 м).

### 8.2.1. КОНТРОРСЫ И ЭЛЕМЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ

Основным несущим элементом контрфорсной плотины любого вида является контрфорс, представляющий собой вертикальную плиту близкого к треугольному профиля постоянной или переменной толщины. В высоких плотинах контрфорсы иногда утолщают к основанию (рис. 8.5), что усложняет конструкцию, но позволяет сэкономить объем бетона.

Контрфорсы могут быть одиночные (рис. 8.5) или сдвоенные (см. рис. 8.2).

Выбор одиночных или сдвоенных контрфорсов зависит от длины секции плотины: при длине секции, превышающей 20—25 м, обычно используются сдвоенные контрфорсы, соединенные между собой, что позволяет увеличить нагрузки на контрфорс и разгрузить оголовок; кроме того, они предпочтительнее одиночных в сейсмических условиях (при боковом сейсме).

Борьбу с образованием температурно-усадочных трещин в контрфорсах следует вести путем правильной разрезки на блоки и очереди бетонирования, а также устройства временных или постоянных температурных швов. Эти швы обычно располагают вертикально (что проще, см. рис. 8.4) либо примерно по траекториям главных напряжений; расположение швов в последнем случае лучше в статическом ( $t \approx 0$ ), но сложнее в производственном отношении. Эти швы замоноличивают при температурах, близких к среднегодовым; расстояние между швами обычно составляет 8—12,5 м, иногда больше.

При строительстве в сейсмических районах следует предусматривать конструктивные решения, повышающие жесткость сооружения в направлении поперек потока: сдвоенные контрфорсы с приливами в нижней грани (см. рис. 8.6, б, д, е), диафрагмы жесткости (см. рис. 8.2) и т. д.

Гребень контрфорсной плотины осуществляется часто в виде массивного оголовка как часть профиля гравитационной плотины. Такой оголовок-гребень konstrуируется так же, как и для гравитационных плотин (см. § 5.2.2).

Толщину контрфорсов  $d_0$  в соответствии с рекомендациями СНиП 11-54-77 следует назначать: для массивно-контрфорсных плотин  $d_0 = (0,25 \div 0,50) d$ , где  $d$  — ширина секции; для плотин с арочным или плоским перекрытием  $d_0 = (0,15 \div 0,25) d$ , но не менее  $0,06 h_{гр}$ , где  $h_{гр}$  — расстояние от расчетного сечения до гребня плотины. При выполнении указанных требований расчет устойчивости контрфорсов на продольный изгиб допускается не производить.

Распределение бетона по маркам по отдельным зонам контрфорсных плотин производится, так же как и для гравитационных плотин (см. § 5.4.1), с учетом требований прочности, морозостойкости, водонепроницаемости, кавитационной стойкости. В качестве примера на рис. 8.4, б приведено распределение бетона по маркам на Зейской плотине.

По технико-экономическим показателям массивно-контрфорсные плотины с одиночными и сдвоенными контрфорсами практически равноценны. При одиночных контрфорсах работа конструкции более благоприятная в отношении восприятия температурно-усадочных деформаций и при неоднородном основании. При сдвоенных контрфорсах конструктивно удобнее располагать в секциях водопропускные отверстия, кроме того, меньше количество шпонок.

### 8.2.2. НАПОРНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Плоские перекрытия, как правило, выполняются разрезными в виде плит, свободно опертых на оголовки контрфорсов; реже неразрезными, жестко соединенными с контрфорсами, при этом температурные швы устраиваются через несколько пролетов.

При жестком соединении плит с контрфорсами у напорной грани появляются растягивающие напряжения и конструкция становится более чувствительной к температурным воздействиям и неравномерным осадкам контрфорсов (при отсутствии фундаментной плиты и слабом основании). Устройством неразрезных напорных плит иногда может быть целесообразным для плотин с фундаментной плитой, разделенных осадочными швами на отдельные коробчатые секции.

При разрезных плитах шов между контрфорсом и плитой для лучшей водонепроницаемости обычно устраивают со штрабами и заполняют битумом, асфальтом или каким-либо другим гидроизоляционным материалом. Гидроизоляцией покрывают и опорную часть головной части контрфорса.

Напорные перекрытия многоарочных плотин позволяют значительно увеличить расстояние между контрфорсами и при необходимости разместить между контрфорсами гидроэлектростанцию. Многоарочная контрфорсная плотина Даниэль Джонсон имеет центральную арку с пролетом между осями контрфорсов 161,5 м и 13 арок с пролетом по 76,2 м (см. рис. 8.5).

Для обеспечения водонепроницаемости напорное перекрытие выполняется из плотного водостойкого бетона соответствующей марки (обычно не ниже В8 по водонепроницаемости и 150—200 по прочности).

Арочные перекрытия многоарочных плотин преимущественно устраиваются бесшарнирными, жестко соединенными с контрфорсами. Имеются конструкции, в которых арки отделены от контрфорсов швом и опираются на контрфорсы непосредственно или через специальную плиту. Такие конструкции позволяют выполнять арки независимо от контрфорсов, что удобно для производства работ, уменьшают влияние неравномерной осадки контрфорсов на работу арок, улучшают статическую работу арок и контрфорсов.

В большинстве случаев арки проектируются круговыми постоянной толщины в каждом сечении, перпендикулярном к образующей свода, что значительно упрощает производство работ. По высоте плотины толщина арок изменяется, увеличиваясь к низу плотины, что соответствует увеличению нагрузки от давления воды.

В осуществленных плотинах центральный угол арок находится в пределах  $93^\circ$  —  $180^\circ$ , в современных плотинах центральный угол обычно принимается близким к  $180^\circ$ , редко меньшим, что обеспечивает достаточно благоприятное напряженное состояние.

Толщина напорного перекрытия контрфорсных плотин должна определяться из условий обеспечения прочности, ограничения градиента напора фильтрационного потока допустимым пределом, размещения противифльтрационных устройств. При этом толщину напорного перекрытия допускается принимать переменной с сохранением непрерывного очертания верховой грани.

### 8.2.3. ОГОЛОВКИ МАССИВНО-КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН

Оголовки устраивают с криволинейным (круговым) очертанием напорной грани (рис. 8.6, а, б) в сечении контрфорсов, перпендикулярном ее образующей, — это дает возможность получения благоприятного напряженного состояния оголовка. Для упрощения производства работ (опалубки) напорной грани часто придают полигональную форму — в виде трех, иногда пяти плоскостей (рис. 8.6, в, г, е). В ряде случаев устраивают плоскую напорную грань, однако при этом ухудшается напряженное состояние оголовка и могут возникнуть большие растягивающие напряжения, что вызывает необходимость дополнительного армирования. Для улучшения напряженного состояния оголовка с плоской напорной гранью (рис. 8.6, з—к) в швах устраиваются расширенные части А, в которые свободно поступает вода из верхнего бьефа. Гидростатическое давление в вырезах А сжимает оголовок в направлении оси плотины и этим улучшает его напряженное состояние.

В ряде плотин применены плавные сопряжения оголовков с контрфорсами (рис. 8.6, б, в, л) для уменьшения неблагоприятных местных напряжений в зо-

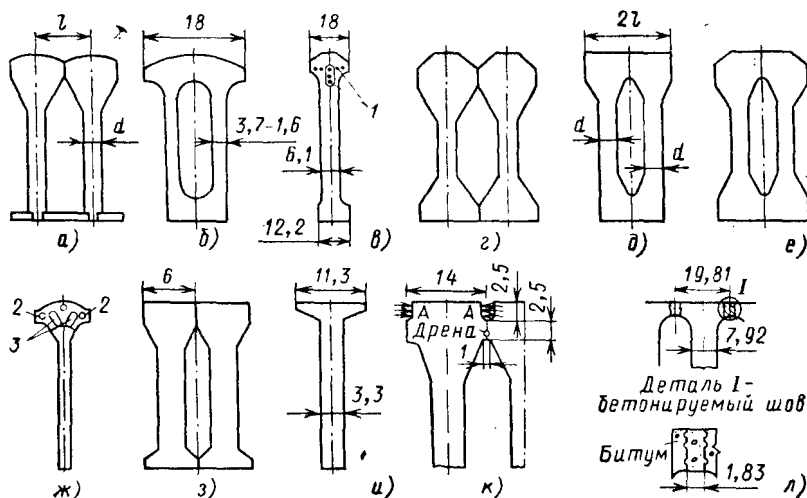


Рис. 8.6. Схемы горизонтальных сечений контрфорсов массивно-контрфорсных плотин:

1 — дренажные скважины; 2 — отверстия для отвода фильтрационных вод; 3 — пустоты

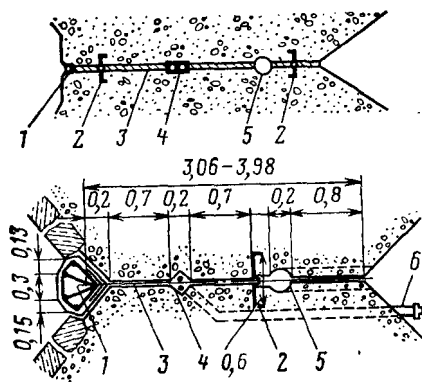


Рис. 8.7. Уплотнение швов между оголовками плотин:

1 — наружное уплотнение; 2 — резиновый или металлический лист; 3 — шов; 4 — битумная шпонка с трубками обогрева; 5 — дренаж; 6 — труба для подачи битума

нах изменения толщины и улучшения тем самым напряженного состояния в этих зонах.

Иногда оголовки контрфорсов дренируют (рис. 8.6, в, ж) с целью предотвращения выхода профильтрованной воды на их низовые грани и последующего замерзания при отрицательных температурах, оказывающего неблагоприятное влияние на долговечность бетона.

Водонепроницаемость швов между отдельными оголовками контрфорсов достигается устройством в них уплотнений (резиновых, битумных, с металлическими листами, рис. 8.7), аналогичных применяемым в гравитационных (см. § 5.2.5) и арочных (см. § 7.3.2) плотинах.

## 8.2.4. НИЗОВАЯ ГРАНЬ

В условиях умеренного климата часть секций плотин может иметь открытые низовые грани, при этом контрфорс на низовой грани может несколько утолщаться (см. рис. 8.6, г, е, з). Водосливные секции таких плотин закрываются по низовой грани полностью (см. рис. 8.4, а) или в значительной части водосливным перекрытием. Такое перекрытие целесообразно выполнять комбинированным, несущее перекрытие состоит из сборного железобетона, по которому укладываются

ся бетон, удовлетворяющий требованиям стойкости к истиранию и кавитационным воздействиям водного потока.

При проектировании плотин в суровых климатических условиях низовая грань должна полностью перекрываться плоским перекрытием, отрезанным от контрфорсов (см. рис. 8.4; 8.6. а). В этом случае контрфорс оказывается в благоприятных температурных условиях, поскольку в замкнутой полости между контрфорсами и двумя оголовками — низовым и верховым — температура воздуха в течение года изменяется на  $5 \div 7^\circ \text{C}$ .

Если предполагается возможность замерзания воды в полости или дренажных устройствах, то следует предусматривать обогрев полостей в течение 2—3 зимних месяцев. Такой обогрев может осуществляться с помощью электрокалориферов или подачи тепла от генераторов.

Низовое перекрытие плотин выполняется также из сборных элементов, перекрытых сверху слоем бетона.

### 8.2.5. СОПРЯЖЕНИЕ С ОСНОВАНИЕМ

Основные положения, касающиеся сопряжения контрфорсных плотин с основанием и методов его укрепления, аналогичны рассмотренным в § 5.2.7 и 7.3.3. Сопряжение с основанием выполняется по следующим схемам. Часто для уменьшения объема скальных работ устраивается выемка под каждый контрфорс (рис. 8.8, а, б), что особенно целесообразно при больших пролетах (см. рис. 8.5).

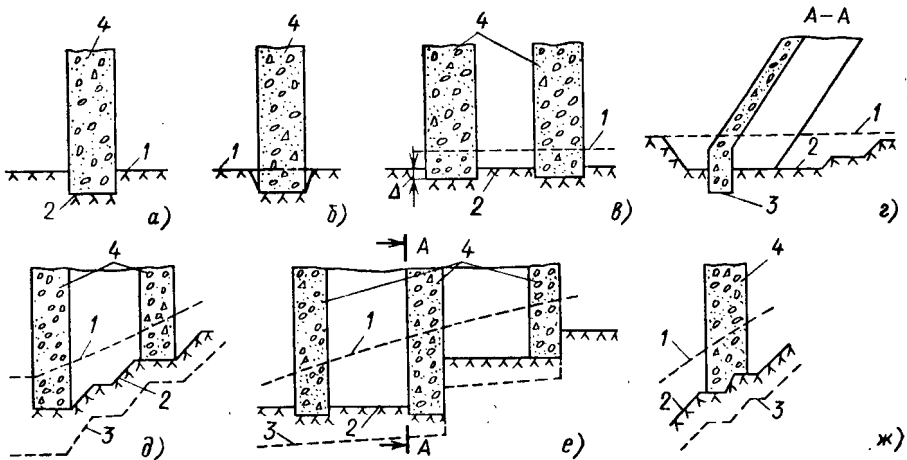


Рис. 8.8. Схемы сопряжения контрфорсной плотины с основанием:

1 — поверхность скалы; 2 — поверхность выемки (поверхность здоровой скалы); 3 — линия зуба; 4 — контрфорс

Однако при небольших расстояниях между контрфорсами для облегчения производства работ предпочтительнее удалять выветрелый слой скалы и между контрфорсами (рис. 8.8, в). На крутых склонах контрфорсы врезают так, чтобы их подошвы в пределах толщины стенки были горизонтальными (рис. 8.8, г, д, е); иногда для уменьшения объема скальных работ при относительно толстых контрфорсах подошвы их стенок устраивают ступенчатыми (рис. 8.8, ж), что менее желательно, особенно при боковом сейсме.

Цементационную завесу в основании контрфорсных плотин следует проектировать, если основание сложено фильтрующими водопроницаемыми породами ( $k_{\text{ф}} \geq 0,1 \text{ м/сут}$ ); если породы, слагающие основание, практически водонепро-

ницаемы или слабопроницаемы ( $k_f < 0,1$  м/сут), то устройство цементационной завесы допускается только при специальном обосновании.

В случае отказа от устройства цементационной завесы следует предусматривать цементацию контакта плотины с основанием и местную укрепительную цементацию скалы в зоне верховой грани сооружения.

Включение в состав подземного контура контрфорсной плотины дренажа должно быть обосновано фильтрационными исследованиями.

В плотинах I и II классов для устройства противофильтрационной завесы следует предусматривать в нижней части напорного перекрытия цементационную галерею; проектами плотин III и IV классов, а в отдельных случаях и плотин II класса должна предусматриваться возможность выполнения цементационной завесы без устройства цементационной галереи непосредственно из полостей между контрфорсами.

### 8.2.6. АРМИРОВАНИЕ

Контрфорс, как правило, должен быть сконструирован как бетонный.

Армирование оголовка зависит от его типа. При плоских или арочных перекрытиях расчетное армирование является обязательным. Армирование массивных оголовков, как правило, должно быть конструктивным, назначаемым по условиям обеспечения долговечности сооружений. Арматурная сетка из стержней диаметром 25—32 мм через 25 см устанавливается на напорной грани плотины выше минимального уровня воды в водохранилище.

Расчетному армированию подлежат: конструкции водопропускных отверстий, служащие как для пропуска постоянного эксплуатационного расхода, так и расходов строительного периода, конструкции турбинных водоводов и сборные элементы перекрытия низовой грани.

Общее содержание арматуры (не считая турбинных водоводов) на  $1 \text{ м}^3$  бетона в массивно-контрфорсной плотине должно находиться на уровне, характерном для массивных гравитационных плотин (§ 5.4.2), превышая средние значения не более чем на 15—25%, т. е. не должно превышать  $9\text{—}10 \text{ кг/м}^3$ .

### 8.3. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

Контрфорсные плотины в соответствии с СНиП II-54-77 рассчитываются по двум предельным состояниям на прочность, устойчивость и трещиностойкость, а их железобетонные конструкции, кроме того, на раскрытие трещин.

К первому предельному состоянию относятся: потеря общей прочности контрфорса, которая ведет к полному разрушению хотя бы одной секции плотины; недостаточная прочность оголовка, нарушение которого ведет к прорыву напорного фронта; потеря общей устойчивости секции плотины в целом или устойчивости арочных перекрытий многоарочных плотин, также ведущие к прорыву напорного фронта; потеря устойчивости формы контрфорса или арочного перекрытия многоарочных плотин.

Ко второму предельному состоянию относятся: трещинообразование в бетонных конструкциях оголовков и контрфорсов при эксплуатационных нагрузках и воздействиях; образование трещины во входящем углу верховой грани; недопустимое раскрытие горизонтальных строительных швов, ведущее к опасному для прочности перераспределению напряжений в контрфорсе; разрушение отдельных конструктивных элементов, не определяющих общую прочность или устойчивость секции плотины (к таким элементам относятся: сборные балки перекрытий низовой грани плотины, конструкции, соединяющие отдельные секции между собой, лестницы и т. п.).

Расчет контрфорсов плотин всех классов высотой до 60 м на прочность в плоскости вдоль потока на нагрузки и воздействия следует выполнять методами сопротивления материалов; аналогичные расчеты для плотин I и II классов — в два этапа, так же как и для гравитационных плотин (см. § 5.3.1).

## 8.3.1. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ

В расчетах контрфорсов на общую прочность в плоскости вдоль потока следует рассматривать (рис. 8.9):

- для массивно-контрфорсных плотин — отдельно стоящую секцию;
- для плотин с неразрезным напорным перекрытием, монолитно соединенным с контрфорсом, — контрфорс с примыкающей к нему частью напорного перекрытия в пределах половины пролета с каждой стороны контрфорса;
- для плотин с разрезным напорным перекрытием — отдельно стоящий контрфорс.

Во всех сложных случаях, для особо высоких плотин, при неоднородных основаниях рекомендуется, кроме расчетов, выполнять экспериментальные исследования на упругих и хрупких моделях [35, 48]. Упругие модели позволяют

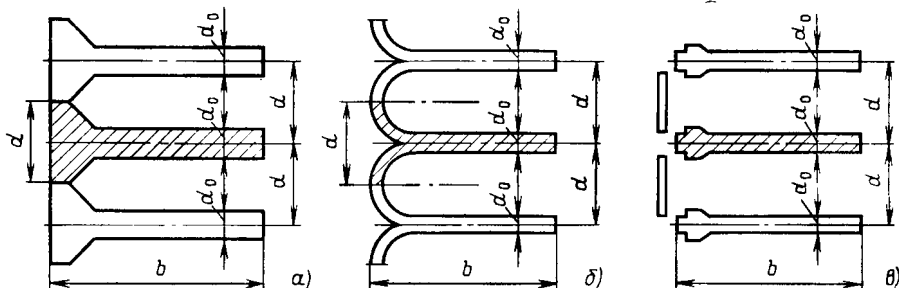


Рис. 8.9. Схемы к расчету контрфорсов на прочность вдоль потока:

*а* — для массивно-контрфорсных плотин; *б* — для плотин с неразрезным арочным напорным перекрытием; *в* — для плотин с разрезным напорным перекрытием

уточнить напряженное состояние основных элементов плотины, хрупкие — получить представление о характере возможного разрушения сооружения, установить наиболее слабые конструктивные элементы.

При расчетах нормальных напряжений в горизонтальных сечениях контрфорса методом сопротивления материалов напряжения на верховой  $\sigma_y^в$  и низовой  $\sigma_y^н$  гранях (рис. 8.10) следует определять с учетом модуля упругости бетона в отдельных частях плотины по формулам:

$$\sigma_y^в = \left( \frac{N}{F_{пр}} + \frac{Mx_в}{J_{пр}} \right) \frac{E_2}{E_1}; \quad (8.1)$$

$$\sigma_y^н = \left( \frac{N}{F_{пр}} - \frac{Mx_н}{J_{пр}} \right) \frac{E_3}{E_1}. \quad (8.2)$$

где  $F_{пр}$  и  $J_{пр}$  — соответственно площадь и момент инерции приведенного горизонтального сечения контрфорса;  $x_в$  и  $x_н$  — расстояние от центра тяжести приведенного сечения соответственно до верховой и низовой граней;  $E_1, E_2, E_3$  — модули упругости бетона соответственно контрфорса, верхового и низового оголовков;  $N$  — нормальная сила, равная сумме проекций на нормаль к расчетному сечению сил, действующих на контрфорс выше расчетного сечения;  $M$  — момент сил, приложенных к контрфорсу выше расчетного сечения, относительно центра тяжести этого сечения.

Размеры приведенного сечения контрфорса (рис. 8.11) определяются из условий:

в направлении вдоль потока размеры приведенного и действительного сечений контрфорса равны;

в направлении поперек потока размеры приведенного сечения  $d_i$  пр определяются по формуле

$$d_i \text{ пр} = d_i E_i / E_1, \quad (8.3)$$

где  $d_i$  и  $E_i$  — соответственно толщина и модуль упругости бетона отдельных частей контрфорса;  $E_1$  — модуль упругости контрфорса.

При расчете на прочность контрфорсов массивно-контрфорсных плотин, а также плотин с арочными и плоскими напорными перекрытиями всех классов

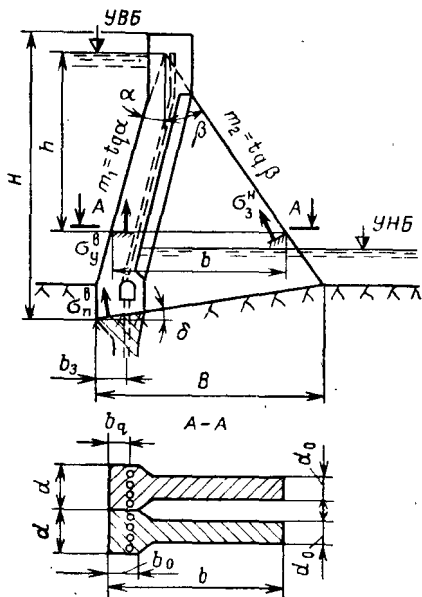


Рис. 8.10. Схема к расчету контрфорсной плотины на прочность

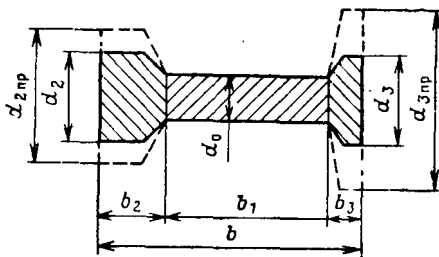


Рис. 8.11. Схема к определению размеров приведенного сечения контрфорса:

— — — контур приведенных сечений оголовков в случае приведения их модулей упругости бетона  $E_2$  и  $E_3$  к модулю упругости бетона контрфорса (при  $E_3 > E_2 > E_1$ )

высотой до 60 м и плотин I и II классов высотой более 60 м на различные сочетания нагрузок и воздействий (см. § 2.3.2) следует выполнять условия прочности в соответствии с табл. 8.1, составленной аналогично табл. 5.6 и 5.7, и табл. 8.2.

При расчете контрфорсов методом сопротивления материалов главное напряжение на гранях контрфорса определяется по формулам (5.9), (5.10), (5.14), (5.15), в которых  $\sigma_y^B$  и  $\sigma_y^H$  вычисляются по формулам (8.1) и (8.2).

Анализ напряженного состояния тела плотины во внутренних точках производится из рассмотрения равновесия элементарных объемов известным значениям нормальных напряжений на горизонтальных площадках и главных напряжений в крайних точках на гранях. Составляются уравнения равновесия проекций сил, действующих на элементарные площадки  $\Delta l$  и  $\Delta h$ , из которых находят значения  $\tau_{xy}$  и  $\sigma_x$  (рис. 8.12):

для крайних треугольных элементов

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^H &= \sigma_1^H \left( \frac{\Delta l}{\Delta h} - 1 \right) + \sigma_y^H \frac{\Delta l}{\Delta h}; \\ \tau_{xy}^H &= \sigma_1^H - \sigma_y^H \frac{\Delta l}{\Delta h}; \end{aligned} \right\} \quad (8.4)$$

Таблица 8.1. Условия прочности при расчете контрфорсов на прочность (Формулы даны в гл. 5)

Тип контрфорсной плотины	Плотины всех классов высотой до 60 м			Плотины I и II классов высотой более 60 м		
	Основное сочетание нагрузок	Особые сочетания		Основное сочетание нагрузок	Особые сочетания	
		не вклю- чающие сейсмиче- ские воз- действия	вклю- чаю- щие сей- смиче- ские воз- действия		не вклю- чающие сейсмиче- ские воз- действия	вклю- чаю- щие сей- смиче- ские воз- действия
Массивно-контрфорсные	(5.16), (5.17), (5.18), (5.19)	(5.16), (5.17), (5.19)	(5.17), (5.19), $\sigma_y^B \leq 0$	(5.16), (5.17), (5.19)	(5.17) $b_p \leq b_{рп}$	
С арочными и плоскими напорными перекрытиями	(5.16), (5.17), (5.18), (5.19)	(5.16), (5.17), (5.19)	(5.16), (5.17), (5.19)	(5.16), (5.17), (5.19)	(5.17), (5.19) $\sigma_y^B \leq 0$	

Примечания: 1.  $\sigma_y^B$  — нормальное напряжение, действующее по горизонтальной площадке у напорной грани контрфорса и по площадкам контакта бегон — скала.  
2.  $b_p$  — предельная глубина зоны растяжения у верхней грани массивно-контрфорсных плотин I и II классов высотой более 60 м, принимаемая в зависимости от сочетаний нагрузок и воздействий по табл. 8.2.

Таблица 8.2. Предельная глубина зоны растяжения у верхней грани

Местоположение расчетного сечения плотины	Особые сочетания, не включающие сейсмические воздействия	Особые сочетания, включающие сейсмические воздействия
Горизонтальные сечения контрфорса	$\frac{4}{3} \left( \frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_0$ $\frac{1}{6} b$	$\frac{4}{3} \left( \frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_0$ $\frac{1}{3} b$
Контактное сечение контрфорса с основанием	$\frac{4}{3} \left( \frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_0$ $\frac{1}{6} b_0$	$\frac{4}{3} \left( \frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_0$ $\frac{1}{3} b_0$

Обозначения, принятые в табл. 8.2:  $d_0$  — толщина контрфорса;  $d$  — ширина сечения;  $b$  — ширина расчетного сечения;  $b_0$  — толщина торцевого сечения оголовка контрфорса;  $b_0$  — расстояние от верхней грани плотины до оси цементационной завесы.



для средних элементов

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^i - \sigma_x^{i+1} + \tau_{xy}^n \frac{\Delta l}{\Delta h} - \tau_{xy}^n \frac{\Delta l}{\Delta h} ; \\ \tau_{xy}^i - \tau_{xy}^{i+1} + \sigma_y^n \frac{\Delta l}{\Delta h} - \sigma_y^n \frac{\Delta l}{\Delta h} \end{aligned} \right\} \quad (8.5)$$

Последовательно двигаясь от низовой грани к верховой, от одного элемента к другому, можно получить полную эпюру нормальных  $\sigma_x$  и касательных  $\tau_{xy}$  напряжений по всему сечению. При подходе к верховому оголовку массивно-

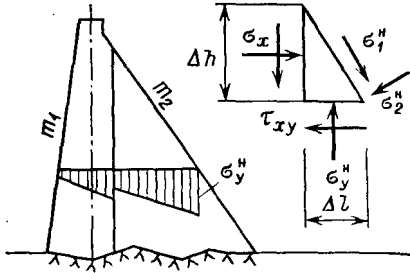


Рис. 8.12. Схема к расчету контрфорса по методу сопротивления материалов

контрфорсов плотин нужно помнить, что толщина элемента изменяется, и поэтому при составлении уравнений равновесия лучше пользоваться не напряжениями, а усилиями, действующими на элементарных площадках полной толщины.

При расчете контрфорсов методами теории упругости используются численные методы; наибольшее распространение получил метод конечных элементов. Имеющиеся в настоящее время программы расчета МКЭ на ЭВМ позволяют решать широкий круг задач в двухмерной постановке; имеются программы, реализующие МКЭ в трехмерной постановке, но эти программы пока не получили широкого распространения.

При решении двухмерной задачи контрфорс условно приводится к диску переменной жесткости; для сохранения реальной жесткости контрфорса производится пересчет жесткостей по видоизмененной формуле (8.3)

$$E_i = d; E_1/d_1. \quad (8.6)$$

При расчете верхового оголовка массивно-контрфорсной плотины на прочность методом сопротивления материалов принимается, что к оголовку на участке его приоткрытия к контрфорсу прикладываются равномерно распределенные нормальные силы, уравнивающие внешнюю нагрузку на оголовок; при расчете методом теории упругости оголовки рассматриваются как жестко зашпеленный в тело контрфорса.

При расчетах оголовков массивно-контрфорсных плотин на прочность независимо от высоты сооружения во всех точках оголовка должны выполняться условия прочности:

при расчете на основное и особые сочетания нагрузок и воздействий, не включающих сейсмические воздействия:

$$n_c \sigma_z \leq \frac{3}{4} \frac{m_{пл}}{k_H} R_p; \quad (8.7)$$

$$n_c |\sigma_z| \leq \frac{3}{4} \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}; \quad (8.8)$$

при расчете на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее сейсмическое воздействие:

$$n_c \sigma_z \leq \frac{m_{пл}}{k_H} R_p, \quad (8.9)$$

$$n_c |\sigma_z| \leq \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}, \quad (8.10)$$

где  $\sigma_z$  — нормальные напряжения, действующие по вертикальным площадкам, перпендикулярным продольной оси плотины;  $n_c$ ,  $m_{пл}$ ,  $k_n$ ,  $R_{пр}$ ,  $R_p$  — обозначения те же, что и в § 5.3.1.

Расчеты арочных перекрытий контрфорсных плотин проще всего производить по графикам. Для арочных перекрытий, свободно лежащих на заплечиках контрфорсов, можно пользоваться графиками Келена [2], а для перекрытий неразрезной конструкции, соединенных с контрфорсами, графиками Н. Т. Мелещенко и А. Л. Можевитинова [34]. Эти графики позволяют выполнять расчеты на собственный вес, давление воды и температурные воздействия.

Плоские напорные перекрытия следует рассматривать при расчете методами сопротивления материалов как однопролетную, свободно опертую на контрфорсы балку (см. приложение 2); при расчете методами теории упругости — как однопролетную, свободно опертую плиту.

Условия прочности арочных и плоских напорных перекрытий следует принимать согласно СНиП II-56-77 (см. также гл. 4).

Расчет контрфорса на прочность в направлении поперек потока производится на сейсмические воздействия, направленные по продольной оси плотины, и на гидростатическую нагрузку, если между контрфорсами располагаются водосбросы. При этом для плотин всех классов независимо от высоты для боковых граней контрфорсов следует соблюдать условия прочности:

при расчете на основное и особые сочетания нагрузок и воздействий, не включающих сейсмические воздействия,

$$\sigma_y \leq 0; \quad (8.11)$$

при расчете на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее сейсмическое воздействие,

$$d_p \leq \frac{1}{5} d_0, \quad (8.12)$$

где  $\sigma_y$  — суммарные нормальные напряжения по горизонтальным площадкам, определенные расчетами прочности контрфорса в плоскости вдоль потока и в плоскости поперек потока;  $d_p$  — глубина зоны действия растягивающих напряжений у боковой грани контрфорса;  $d_0$  — толщина контрфорса.

### 8.3.2. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ

Расчет общей устойчивости контрфорсных плотин производится по схемам, аналогичным применяемым для гравитационных плотин (см. § 5.3.6), с учетом следующих особенностей:

а) если между контрфорсами оставлена скала выше подошвы, то допускается учитывать дополнительное сопротивление сдвигу боковых поверхностей, врезанных в основание;

б) для многоарочных плотин следует учитывать сопротивление арочных перекрытий сдвигу по части площади контакта, заштрихованной на рис. 8.9, б.

В зависимости от формы поверхности сдвига (плоская или ломаная) используются расчетные формулы (5.25) или (5.28).

### 8.3.3. РАСЧЕТЫ МЕСТНОЙ ПРОЧНОСТИ СКАЛЬНОГО ОСНОВАНИЯ

При расчете местной прочности скальных оснований в соответствии со СНиП II-16-76 должны рассматриваться следующие условия:

$$\sigma_2 > 0; \quad (8.13)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta \cos \beta < (\sigma_1 \sin^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \beta) \operatorname{tg} \varphi_{II} + c_{II}, \quad (8.14)$$

где  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  — соответственно максимальное, среднее и минимальное главные напряжения от нормативных нагрузок в расчетном сочетании (сжимающим напряжениям соответствует знак плюс);  $\beta$  — острый угол между площадкой сдвига и направлением главного напряжения  $\sigma_1$ ;  $\operatorname{tg} \varphi_{II}$ ,  $c_{II}$  — расчетные характеристики сопротивления сдвигу основания для расчетов по второй группе предельных состояний.

Условие (8.13) следует выполнять во всех случаях, а условие (8.14) при  $\sigma_3 < 0$ ; если  $\sigma_3 \geq 0$ , то условие (8.14) надлежит выполнять лишь при оценках прочности основания, производимых при расчетах напряженно-деформированного состояния основания при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружения.

Если расчетная площадка сдвига совпадает с какой-либо системой трещин в основании или контактом сооружения с плотиной, то угол  $\beta$  принимается равным углу падения системы трещин или контакта; в противном случае  $\beta$  определяется по формуле

$$\beta = 45^\circ - \varphi_{II}/2. \quad (8.15)$$

Указанные зависимости (8.13), (8.14) не действительны для краевых точек контакта тела плотины со скальным основанием, поскольку в окрестности этих точек имеет место концентрация напряжений (рис. 8.13).

Для плотин высотой более 60 м предлагается выполнять проверку местной прочности

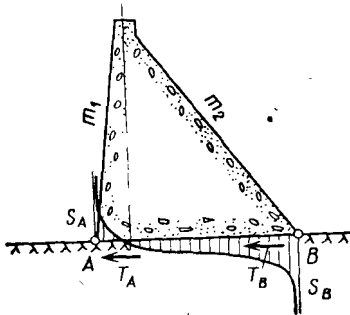


Рис. 8.13. Эпюра контактных напряжений

контакта у краевых его точек, исходя из проверки недопущения образования трещины, уходящей в глубь основания<sup>1</sup>.

Такая проверка проводится с использованием теории хрупкого разрушения, сформулированной Гриффитсом (см. § 1.4.4) и развитой впоследствии рядом исследователей [4, 42]. Условие прочности записывается в виде общего условия (2.1), применяемого в методе предельных состояний, а правая и левая части определяются следующим способом: под  $N_p$  понимается расчетное номинальное напряжение  $S_x$ , определяемое по формуле

$$S_x = \frac{1}{2} (\sqrt{S^2 + T^2} + S), \quad (8.16)$$

где  $S$  и  $T$  — соответственно нормальное и касательное номинальные напряжения в точке  $A$  (рис. 8.13) на краю контакта плотины с основанием у верховой грани плотины.

Эти номинальные напряжения выражаются через коэффициенты интенсивности напряжений  $K_I$  и  $K_{II}$ , характеризующие интенсивность изменения напряжений в районе их концентрации:

$$S = \frac{1}{2} K_I \sqrt{\pi/l}, \quad T = \frac{1}{2} K_{II} \sqrt{\pi/l}, \quad (8.17)$$

где  $l$  — полуширина подошвы плотины.

Коэффициенты  $K_I$  и  $K_{II}$  вычисляются по специальным программам, приспособленным для таких вычислений при решении плоской контактной задачи теории упругости.

Правая часть зависимости (2.1) определяется на основании результатов полевых опытов по установлению параметров сопротивления сдвигу.

<sup>1</sup> Баславский И. А., Фрид С. А. Некоторые аспекты расчета прочности контакта бетонной гравитационной плотины со скальным основанием. — Материалы конференций и совещаний по гидротехнике, ВНИИГ, 1979, с. 19—23.

Предел прочности контакта для плотины  $R$  определяется через предел прочности для штампа  $R_0$  по формуле

$$R = R_0 \sqrt{l_0/l}. \quad (8.18)$$

Прочность штампа  $R_0$  определяется как среднестатистическое значение номинальной прочности, полученной при полевых опытах. Для этой цели используются также зависимости (8.16) и (8.17), но применительно к штампу. Ширина штампа равна  $2l_0$ , и по (8.17) определяется влияние масштабного фактора на характеристики прочности контакта.

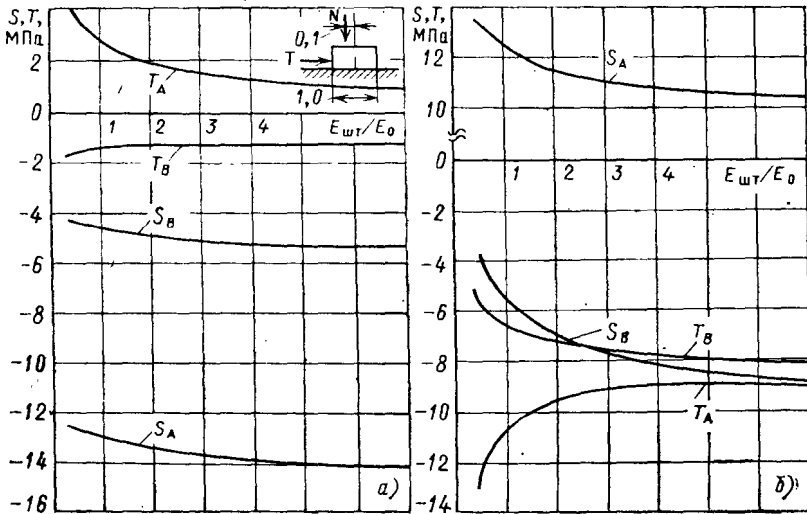


Рис. 8.14. Графики для определения коэффициентов интенсивности напряжений  $S$  и  $T$  под штампом:

$a$  — при вертикальной нагрузке на штамп,  $P=100$  кН;  $b$  — при горизонтальной нагрузке,  $Q=100$  кН

Расчеты коэффициентов интенсивности для полевых прибетонированных штампов могут производиться по тем же программам, по которым рассчитываются коэффициенты для плотин; для облегчения и ускорения расчетов местной прочности плотин в точке  $A$  можно воспользоваться графиками на рис. 8.14. При пользовании графиками нужно иметь в виду следующее. Графики на указанных рисунках позволяют определить значения номинальных напряжений  $S$  и  $T$  в зависимости от отношения  $E/E_0$  в опытах со штампами.

При построении графиков принято, что нормальная сила  $P$  на штамп (рис. 8.14) приложена с эксцентриситетом  $e = 0, l_M = 10$  см.

На графиках приводятся значения  $S$  и  $T$  в точках  $A$  и  $B$  штампа при  $e = 0$ ; следует принимать значения  $S$  и  $T$  как средние арифметические  $S = \frac{1}{2}(S_A + S_B)$ ,  $T = \frac{1}{2}(T_A + T_B)$  для точек  $A$  и  $B$ .

## Глава 9

**ЗДАНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ****9.1. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ЗДАНИЙ ГЭС**

Здание гидроэлектростанции (ГЭС) предназначено для размещения основного энергетического оборудования, а также вспомогательных устройств и механизмов, обеспечивающих надежную работу и ремонт основного оборудования.

Значительный диапазон напоров, различные виды устанавливаемых гидротурбин, особенности природных и в первую очередь инженерно-геологических условий обусловили применение различных типов здания ГЭС [13].

По принципу размещения в составе гидроузла различаются здания русловых, приплотинных и деривационных ГЭС. При малых и средних напорах (до 50 м) наибольшее распространение получили русловые здания ГЭС. Здания приплотинных и деривационных ГЭС используются, как правило, при средних и высоких напорах. Здания со специфическими компоновочными решениями относят к специальным типам [24, 38]: совмещенные здания русловых ГЭС с вертикальными и горизонтальными агрегатами; встроенные здания; подземные здания; здания гидроаккумулирующих электростанций (ГАЭС); здания приливных электростанций (ПЭС).

Основные размеры зданий ГЭС, как правило, определяются конструктивно-компоновочными требованиями. В задачу статических и динамических расчетов входят обоснование схемы армирования сооружения, марок бетона и проверка достаточности предварительно назначенных размеров.

В зависимости от грунтов основания различают здания ГЭС на нескальном и скальном основаниях. В зависимости от податливости и однородности грунтов основания и уровня температурных воздействий получили распространение одноагрегатные, двухагрегатные и многоагрегатные секции зданий ГЭС.

В зависимости от способов производства работ здания ГЭС в целом или их отдельные элементы могут выполняться из монолитного, сборно-монолитного и сборного железобетона, что рекомендуется учитывать в расчетах прочности строительного периода.

Здания ГАЭС по конструктивно-компоновочным решениям близки к русловым и приплотинным зданиям ГЭС [10].

**9.2. ПРИНЦИПЫ КОМПОНОВКИ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ЗДАНИЙ ГЭС**

Здание ГЭС можно условно разделить на две части — агрегатную (подводную) и наагрегатную (надводную).

В агрегатной части здания ГЭС располагаются проточная часть агрегата (водоприемник, турбинная камера, отсасывающая труба и щитовое отделение нижнего бьефа), турбинное оборудование и помещения вспомогательного оборудования и устройств (системы масляного хозяйства, технического водоснабжения, осушения проточной части, дренаж и т. д.). Агрегатная часть воспринимает все основные нагрузки и передает их на основание.

Размеры агрегатной части здания ГЭС определяются следующими факторами:

- диаметром рабочего колеса и расположением оси его вращения;
- высотой отсасывания;

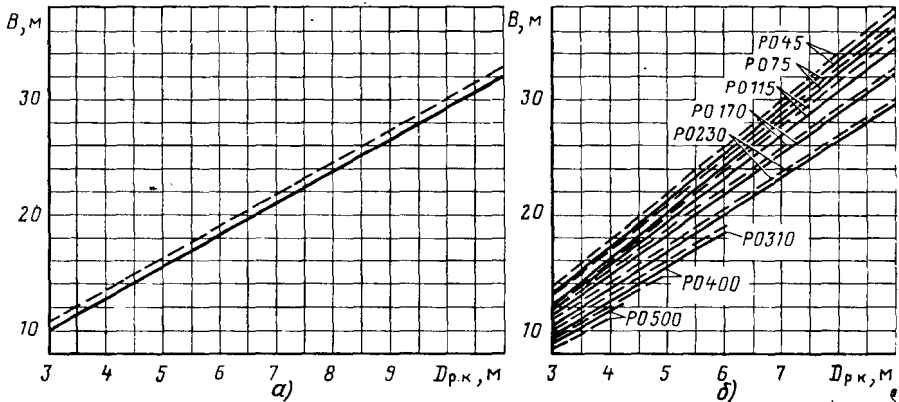
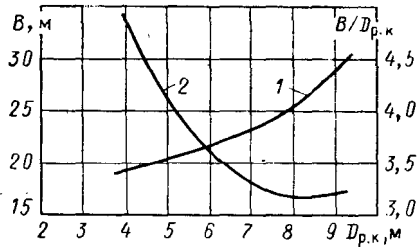


Рис. 9.1. Графики для определения ориентировочной ширины агрегатного блока несовмещенного здания ГЭС с вертикальным агрегатом:  
 здание русловой ГЭС; б — здание приплотинной и деривационной ГЭС; — — — на скальном основании; — — — — на нескальном основании

Рис. 9.2. График для определения ориентировочной ширины агрегатного блока совмещенного здания ГЭС с вертикальным агрегатом:

1 — линия изменения ширины блока  $B$  в зависимости от диаметра турбины; 2 — линия изменения относительной ширины  $B/D_{p.k}$



типом и габаритами турбинной камеры и отсасывающей трубы;  
 расположением дополнительных водопропускных трактов;  
 инженерно-геологическими условиями.

При малых и частично при средних напорах из всех элементов проточной части наибольшие размеры имеет спиральная камера. Поэтому ширина блока определяется размерами спиральной камеры и бычков, располагаемых между соседними блоками.

На рис. 9.1 приведены графики, позволяющие ориентировочно определить ширину агрегатного блока несовмещенного здания ГЭС в зависимости от диаметра рабочего колеса турбины  $D_{p.k}$  с трапецидальной спиральной камерой [13]. На рис. 9.2 представлены аналогичные данные для совмещенного здания ГЭС [13, 40]. Из графиков (рис. 9.1) видно, что ширина агрегатного блока несовмещенного здания ГЭС составляет  $(2,9—3,4) D_{p.k}$ ; с увеличением диаметра рабочего колеса относительная ширина блока уменьшается; ширина блока совмещенного здания ГЭС больше, чем несовмещенного здания ГЭС, однако при увеличении диаметра рабочего колеса эта разница сокращается.

Ширина блока с горизонтальными агрегатами существенно уменьшается за счет прямооточного подвода воды и составляет  $(2,3—2,4) D_{p.k}$ . При одинаковой мощности горизонтальные агрегаты могут иметь на 30—40% больший расход при том же диаметре рабочего колеса.

При высоких напорах в приплотинных зданиях ГЭС ширина блока определяется размером генератора или спиральной камеры.

Некоторое сокращение ширины блока в зданиях ГЭС как с вертикальными, так и с горизонтальными агрегатами может быть достигнуто за счет объединения нескольких блоков в секцию. Сокращение размеров в этом случае происходит за счет частичного исключения температурно-осадочных швов и соответствующего уменьшения общего количества бычков в секции. Переход к многоагрегатным секциям позволяет повысить устойчивость сооружения против сдвига в ремонтном случае (откачка воды в одном из агрегатных блоков) и сократить количество деформационных швов. Максимальный размер секции поперек потока зависит от однородности деформационных параметров основания в плане, последовательности возведения конструкции и температурных воздействий в строительный период.

Во всех случаях верхнее строение здания ГЭС (надагрегатная часть), как правило, разрезается температурными швами через 20—40 м.

Методики обоснования размеров секции поперек потока в настоящее время не имеется; в табл. 9.1 приведены примеры построенных сооружений. Поскольку разрезка плотин на нескальном основании выполняется аналогично зданиям ГЭС, в таблице приведены соответствующие данные и по плотинам.

Размер агрегатного блока в направлении вдоль потока назначается исходя из размещения водоприемника, турбинных водоводов, спиральной камеры, отсасывающей трубы и щитового отделения нижнего бьефа. Если установленный таким образом размер блока вдоль потока не обеспечивает достаточной устойчивости против сдвига, развивают фундаментную плиту в верхний бьеф для создания дополнительных водяных пригрузок.

Водоприемник здания ГЭС служит для подвода воды к турбинным водоводам и водосбросам (совмещенные ГЭС), ограждения проточного тракта от попадания сора и наносов. В пределах водоприемника расположены сороудерживающие решетки, ремонтные и аварийно-ремонтные затворы, забральные стенки. Размеры водоприемника в направлении вдоль потока, как правило, определяются минимумом энергетических потерь при пропуске турбинного и сбросного расходов [49].

С целью уменьшения давления из плоскости бычков в зоне водоприемника пазы ремонтных и аварийно-ремонтных затворов целесообразно располагать непосредственно у входа в спиральную камеру.

Глубина пазов затворов принимается в пределах 0,5—0,7 м, а ширина от 0,8 до 1,8 м в зависимости от нагрузок на затвор и конструкции последнего. Минимальное расстояние между пазами 1,0 м. Промежуточные бычки на входе в спиральную камеру имеют толщину 1,7—2,5 м.

Спиральные камеры турбин различаются по материалу и по форме поперечного сечения. По материалу спиральные камеры делятся на железобетонные, металлические и сталежелезобетонные. Железобетонные спиральные камеры применяются в низко- и частично в средненапорных гидроэлектростанциях, а металлические и сталежелезобетонные в средне- и высоконапорных.

Поперечное сечение железобетонных спиральных камер, как правило, принимается таврового сечения, что обеспечивает минимальное расстояние между осями агрегатов и минимальную длину здания вдоль потока. Максимальный напор, достигнутый для железобетонных камер, составляет 77 м (Асуанская ГЭС). Размеры сечений, ограждающих железобетонную спиральную камеру стен и перекрытий, назначают из условий прочности и водонепроницаемости. Последнее условие может быть снято в случае устройства гидроизоляции (Плявиньская ГЭС).

Наиболее распространенной формой поперечного сечения металлических и сталежелезобетонных спиральных камер является круг во входном сечении с постепенным переходом на эллипс в конце спирали. Значительные скорости (6—10 м/с) в таких спиральных камерах позволяют уменьшить их габариты до пределов, при которых они практически не оказывают влияния на размеры агрегатного блока.

Т а б л и ц а 9.1. Плановые размеры секций зданий ГЭС и плотин на нескальном и скальном основаниях

Гидроэлектростанция, год ввода в эксплуатацию	Сооружения	Размер секции, м		Основание
		вдоль потока	поперек потока	
<b>Нескальное основание</b>				
Нижнесвирская, 1933	ГЭС	57,0	129,0	Глины
	Плотина	45,2	191,6	
Иваньковская, 1937	ГЭС	68,0	79,3	Суглинки, пески
	Плотина	47,35		
Кегумская, 1939	Плотина	30,0	437,0	Доломиты с прослойками мергеля
Верхнесвирская, 1941	ГЭС	65,7	117,75	Глины
	Плотина	42,6	111,0	
Рыбинская, 1941	ГЭС	82,0	59,6	Глины
	Плотина	50,0	26,0	
Цимлянская, 1952	ГЭС	56,5	64,2	Пески
	ГЭС	63,0	54,0	
Горьковская, 1955	Плотина	39,0	47,6	Глины, мергели
	ГЭС	100,0	60,0	
Волжская им. В. И. Ленина, 1955	Плотина	53,0	61,0	Глины, алевроиты, пески
Иркутская, 1956	ГЭС	77,0	21,8	Песчаники
	ГЭС	65,5	51,0	
Каховская, 1957	ГЭС	51,0	96,0	Песчано-алевритовые породы
Волжская им. XXII съезда КПСС, 1958	ГЭС	91,8	60,0	Мергели
	Плотина	62,0	52,0	
Каунасская, 1961	ГЭС	49,5	60,0	Морена
	Плотина	38,0	79,25	
Воткинская, 1961	ГЭС	67,5	54,5	Песчаники
	Плотина	49,0	48,0	
Плявиньская, 1965	ГЭС	64,7	110,5	Супеси
	ГЭС	68,75	45,0	
Саратовская, 1967	ГЭС	57,0	55,2	Глины
	ГЭС	71,0	62,1	
Каневская, 1971	ГЭС	71,0	62,1	Пески
Нижекамская, 1979	ГЭС	72,0	62,1	Песчаники
Чебоксарская, 1980	ГЭС	72,0	62,1	Известняки
Загорская, строится	ГАЭС	73,5	145,6	Пески
Кайшадорская, строится	ГАЭС	73,5	187,6	Алевриты
<b>Скальное основание</b>				
Днепровская, 1932	ГЭС	23,67	22,0	Гранитогнейсы
	ГЭС	33,8	22,0	
Усть-Каменогорская, 1952	ГЭС	63,8	26,0	Габбро
Кременчугская, 1953	ГЭС	63,8	26,0	Порфиroidные граниты



Продолжение табл. 9.1

Гидроэлектростанция, год ввода в эксплуатацию	Сооружения	Размер секции, м		Основа
		вдоль потока	поперек потока	
Бухтарминская, 1960	ГЭС	32,0	19,0	Габбровые интрузии
Братская, 1961	ГЭС	35,5	22,0	Диабазы
Мамаканская, 1961	ГЭС	20,5	14,5	Биотитовые сланцы
Павловская, 1961	ГЭС	65,9	61,7	Известняки
Днепродзержинская, 1963	ГЭС	66,95	28,6	Гранитогайсы
Усть-Илимская, 1974	ГЭС	39,65	22,0	Диабазы
Токтогульская, 1975	ГЭС	67,0	80,0	Известняки
Саяно-Шушенская, 1978	ГЭС	44,8	23,7	Сланцы
Курпсайская, 1981	ГЭС	40,5	90,9	Песчаники, аргиллиты

Отметка положения оси рабочего колеса при выбранном диаметре определяется по допустимой высоте отсасывания, которая изменяется в зависимости от режима работы турбины.

Высота отсасывающей трубы определяет отметку заложения подошвы агрегатного блока. Целесообразно назначать относительное заглубление отсасывающей трубы  $h$ : для несомкнутых зданий ГЭС с напорными водосбросами под спиральными камерами  $h \geq 2,3 D_{p.k.}$ , для радиально-осевых турбин большой и средней быстроходности  $h \geq 2,5 D_{p.k.}$ , а для тех же турбин малой быстроходности  $h \geq 2,3 D_{p.k.}$

Длина отсасывающей трубы (размер от оси агрегата до низового обреза выхода) обычно составляет (3,5 — 4,5)  $D_{p.k.}$ ; меньший предел соответствует турбинам малой быстроходности.

В зависимости от плановых размеров горизонтального (наклонного) участка отсасывающей трубы в целях сокращения пролета фундаментной плиты и ремонтных заграждений устраиваются промежуточные бычки. Пролет фундаментной плиты между бычками, как правило, составляет 7—12 м. Толщина промежуточных бычков назначается от 1,7 до 3,0 м.

Помещения вспомогательного технологического оборудования здания ГЭС, как правило, не влияют на плановые размеры агрегатного блока и располагаются в полостях подводного массива и надводной части здания ГЭС.

Верхнее строение здания ГЭС по конструктивно-компоновочному решению проектируется трех типов: закрытое, полукрытое и открытое. Размеры закрытого верхнего строения здания ГЭС определяются из условия, что основное гидроэнергетическое оборудование и грузоподъемные краны должны находиться под крышей здания, при полукрытом здании основной кран выносится за пределы машзала, при открытом здании (машинного зала нет) генератор располагается под съемным колпаком.

Монтажная площадка здания ГЭС конструктивно может выполняться отрезной или неразрезной по отношению к рядом расположенной секции здания ГЭС. Как правило, отметку заложения фундаментной плиты монтажной площадки на большей ее длине (в направлении поперек потока) мож-

но принимать значительно выше отметки фундаментной плиты здания ГЭС. В таких случаях на нескальном основании монтажная площадка выполняется на обратных засыпках, повышенные деформации которых обуславливают необходимость отделения монтажной площадки деформационным швом от примыкающей секции здания ГЭС. При средних напорах может оказаться целесообразным совмещение функций монтажной площадки и сопрягающих устоев в одном сооружении. В этом случае монтажные площадки могут устраиваться с двух торцов машзала, при этом конструктивно они могут располагаться в устоях, неотрезных от примыкающих секций здания ГЭС.

Общая длина монтажной площадки не должна превышать 1,5 ширины агрегатного блока.

### 9.3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ СТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

Здание ГЭС является многократно статически неопределимой конструкцией. Характерными особенностями такой конструкции являются: нерегулярность размеров элементов, взаимодействие с основанием, изменение жесткости элементов в процессе возведения, значительные размеры их поперечного сечения, соизмеримые с пролетом.

Усилия в конструкциях здания ГЭС определяются в предположении упругой работы основания и самих конструктивных элементов. Изменение напряженно-деформированного состояния конструкции при наступлении предельного состояния может быть учтено только для относительно простых стержневых элементов типа балок и рам. Оценка напряженно-деформированного состояния конструкции здания ГЭС в общем случае может быть произведена путем решения пространственной задачи теории упругости для области, включающей секцию ГЭС и некоторую зону основания; программы расчета таких задач на ЭВМ методом конечных элементов в настоящее время только разрабатываются. В практике расчетов зданий ГЭС получили распространение приближенные расчетные схемы. Расчеты прочности здания ГЭС, представленного единой расчетной схемой в пределах всей секции ГЭС, носят название расчетов в общей прочности. Расчеты изолированных конструктивных элементов или их комбинаций на действие нагрузок, приложенных в пределах этих элементов, носят название расчетов местной прочности.

В редких случаях, когда в расчетах общей прочности удается учесть все элементы конструкции, их взаимодействие, а также место приложения нагрузок, проведение расчетов местной прочности не требуется.

Напряженное состояние железобетонных конструкций зданий ГЭС на нескальном основании во многом предопределяется формой эпюры контактных напряжений, так как основные активные нагрузки (собственный вес, фильтрационное и взвешивающее давление, гидростатическое давление) отличаются малой изменчивостью соответствующих нормативных значений. Принятая система коэффициентов надежности и условий работ должна обеспечивать нормальные условия эксплуатации с учетом возможных отклонений очертания действительной эпюры контактных напряжений от расчетной, современного уровня обоснования расчетных схем сооружения, а также с учетом отклонения действительных прочностных характеристик материалов от их расчетных значений.

Первоначально при определении реакции основания использовалась формула внецентренного сжатия (см. § 1.8.8) (аналогичное распределение контактных напряжений получается для абсолютно жестких фундаментов при использовании метода коэффициента постели). В 40—50-х годах получила распространение модель основания, в которой грунт рассматривался как идеально упругий и изотропный материал. Для гидротехнических сооружений (здания ГЭС, плотины и т. п.), отличающихся плавностью интегральной эпюры внешней нагрузки, использование решений контактной теории упругости приводило к резкому повышению расчетных усилий (а нередко и к изменению их знака), что не подтверждалось поведением ранее построенных сооружений. Поэтому в 50—70-е

годы появилось большое количество расчетных моделей основания, авторы которых, используя различные физические гипотезы, стремились сблизить данные натурных наблюдений по распределению контактных напряжений и деформациям основания с результатами расчетов.

В соответствии с современной практикой проектирования выделяются следующие основные факторы, влияющие на распределение нормальных контактных напряжений под гидротехническими сооружениями на нескальном основании (с однородными в плане деформационными характеристиками):

- относительно быстрое по глубине основания затухание деформаций от нагрузок, приложенных на поверхности основания;
- нелинейная связь между деформациями и напряжениями в грунте;
- глубина заложения фундамента, последовательность и продолжительность отработки котлована в плане, а также последовательность возведения, особенно для конструкций, жесткость которых резко изменяется в процессе возведения;
- неплоская подошва и относительно повышенная деформативность дренажей, занимающих часто значительную площадь под фундаментной плитой;
- влияние загрузки основания вне контура сооружения;
- методика определения физико-механических параметров, входящих в уравнения напряженно-деформированного состояния основания, включая учет масштабного фактора.

В настоящее время ввиду очевидной сложности задачи пока не составлена модель основания, которая бы учитывала все перечисленные факторы. Из всего многообразия предложенных моделей в практике проектирования гидросооружений получили наибольшее распространение следующие методы: сопротивления материалов (формула внецентренного сжатия), коэффициента постели и упругого слоя конечной глубины.

В зависимости от гибкости здания ГЭС на нескальном основании расчетная схема секции может быть представлена:

абсолютно жесткой по отношению к основанию системой, в которой деформации сооружения не вызывают перераспределения реакции основания;

гибкой по отношению к основанию системой, в которой деформации сооружения вызывают перераспределение реакции основания.

Гибкость системы для основания, представленного моделью коэффициента постели, определяется по формуле

$$t_1 = \frac{2l}{\sqrt[4]{E_1 J_1 / bk}}; \quad (9.1)$$

для основания, представленного моделью упругой полуплоскости либо упругого слоя конечной глубины:

$$t_2 = 10 \frac{E_0}{E_1} \left( \frac{l}{h} \right)^3, \quad (9.2)$$

где  $l$  — полудлина балки;  $J_1$  — момент инерции сечения балки;  $h$  — высота балки;  $b$  — ширина опирания балки на основание;  $E_0$  — модуль деформации основания;  $E_1$  — модуль деформации железобетона;  $k$  — коэффициент постели

При показателях гибкости  $t_1 \leq 2$  и  $t_2 \leq 0.5$  сооружение принято рассматривать как абсолютно жесткое, при  $t_1 > 2$ ,  $t_2 > 1$  — как гибкое.

При определении нормальных контактных напряжений для абсолютно жесткой секции ГЭС в направлении вдоль потока при однородных грунтах основания следует исходить из двух возможных эпюр, построенных методами сопротивления материалов (по формуле внецентренного сжатия) и упругого слоя конечной глубины с учетом боковых пригрузок.

Эпюра нормальных контактных напряжений для абсолютно жесткой секции в направлении поперек потока принимается прямоугольной при симметричной нагрузке в этом направлении. При несимметричной нагрузке нормальные контактные напряжения определяются по полной формуле внецентренного сжатия (1.235) применительно к пространственной задаче.

При определении реакции основания с использованием метода упругого слоя конечной глубины рекомендуется использовать расчетные таблицы, представленные в [30]. Основные данные по реакции основания, изгибающим моментам и осадкам в среднем сечении абсолютно жесткой балки приведены в табл. П.3.1 — П.3.3.

Нормальные контактные напряжения для гибкой секции при однородных грунтах рекомендуется определять по двум методам: коэффициента постели и упругого слоя конечной глубины.

Расчеты прочности всех элементов конструкции жесткой и гибкой секций должны выполняться исходя из обеих эпюр контактных напряжений. Если эпюры усилий, полученные по двум схемам, имеют одинаковые знаки, то наибольшее усилие следует снижать на 10%, но не более чем до минимального усилия, а если разные знаки — то усилия обоих знаков уменьшаются на 10%.

Для предварительных расчетов возможно использование только одного метода: коэффициента постели для несвязных грунтов и упругого слоя конечной глубины для связных грунтов; для зданий ГЭС III и IV классов возможно определение контактных напряжений исходя из формул внецентренного сжатия.

Неоднородность деформационных характеристик основания в пределах одной секции здания ГЭС при проведении расчетов прочности, как правило, не учитывается, поскольку в этом случае применяется разрезка сооружения деформационными швами. При необходимости учета различных деформационных характеристик в пределах одной секции рекомендуется определять реакцию основания с использованием метода переменного коэффициента постели<sup>1</sup> [16, 17].

Нормальные контактные напряжения для зданий ГЭС на скальном основании определяются по формуле внецентренного сжатия, причем площадь и моменты инерции штампа вычисляются без учета фундаментной плиты в пределах отсасывающей трубы.

Для приближенного определения контактных напряжений в случаях ломаной поверхности фундаментной плиты можно использовать метод коэффициента постели или метод мгновенного центра вращения.

В методе коэффициента постели и деформируемости основания задается коэффициентом  $k_1$ , характеризующим деформации основания от единичной нагрузки, касательной к поверхности основания, и  $k_2$ , характеризующим деформации основания от единичной нагрузки, нормальной к поверхности основания.

При решении пространственной задачи учитываются три линейных и три угловых перемещения. Решение статически определимой задачи находится из уравнений равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma P_{x_0} = 0; \quad \Sigma P_{y_0} = 0; \quad \Sigma P_{z_0} = 0; \\ \Sigma M_{x_0} = 0; \quad \Sigma M_{y_0} = 0; \quad \Sigma M_{z_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (9.3)$$

На первом этапе расчета определяются реакции по контактной поверхности от единичных смещений. Назначаются основная  $(x_0, y_0, z_0)$  и плавающая  $(x_n, y_n, z_n)$  системы координат (рис. 9.3). Плавающая система координат позволяет связать перемещения каждой грани поверхности относительно основной системы:

$$\left. \begin{aligned} (U_{x_0})_n = U_{x_0} \cos(x_0, n); \\ (U_{x_0})_t = U_{x_0} \sin(x_0, n), \end{aligned} \right\} \quad (9.4)$$

где  $(U_{x_0})_n$  — проекция смещения по оси  $x_0$  на нормаль к плоскости  $n$ ;  $(U_{x_0})_t$  — проекция смещения по оси  $x_0$  на плоскость  $n$ ;  $U_{x_0}$  — смещение по оси  $x_0$ ;  $\cos(x_0, n)$  — косинус угла, образованного осью с нормалью  $n$ .

<sup>1</sup> Гримзе Л. Б., Кадомская И. Е., Лебедева А. Н. Расчет балок переменной жесткости на упругом основании с переменным коэффициентом постели на ЭЦВМ. — Труды Ленгидропроекта, 1967, № 5, с. 29—33.

Соответствующие нормальные и касательные контактные напряжения определяются зависимостями:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x_0} &= -k_2 U_{x_0} \cos |x_0, n|; \\ \tau_{x_0} &= -k_1 U_{x_0} \sin |x_0, n|. \end{aligned} \right\} \quad (9.5)$$

Проекция на ось  $x_0$  равнодействующей реактивных усилий, развивающихся по плоскости  $n$  от смещения  $U_{x_0}$ , будет иметь следующее значение:

$$P_{x_0} = -F_n U_{x_0} [k_2 \cos^2 |x_0, n| + k_1 \sin^2 |x_0, n|], \quad (9.6)$$

где  $F_n$  — площадь контактной поверхности  $n$ .

Соответственно проекции равнодействующей на оси  $y_0$  и  $z_0$  будут иметь следующие значения:

$$P_{y_0} = -F_n U_{x_0} (k_2 - k_1) \cos |x_0, n| \cos |y_0, n|; \quad (9.7)$$

$$P_{z_0} = -F_n U_{x_0} (k_2 - k_1) \cos |x_0, n| \cos |z_0, n|. \quad (9.8)$$

Аналогичные зависимости могут быть получены и при смещениях по оси  $y_0$  ( $U_{y_0}$ ) и по оси  $z_0$  ( $U_{z_0}$ ).

При определении реактивных усилий от угловых смещений предполагается, что при малых углах поворота перемещения всех точек можно принимать линейными. В связи с этим подход к определению реактивных усилий остается принципиально тем же, что и для случая смещений вдоль основных осей.

Касательные контактные напряжения, обусловленные воздействием горизонтальных сил, принимаются пропорциональными нормальным контактным напряжениям. При соответствующем обосновании может быть использована гипотеза равномерного распределения касательных напряжений.

Контактные напряжения под сооружениями на песчаных основаниях следует определять с учетом этапности возведения, т. е. реакция основания полностью возведенного сооружения определяется суммированием эпюр напряжений каждого этапа.

Контактные напряжения под зданиями ГЭС на глинистых основаниях, учитывая длительный характер затухания деформаций основания, рекомендуется определять в двух предположениях: суммированием эпюр напряжений для характерных этапов возведения и построением эпюры напряжений для целиком возведенного сооружения. Поэтому расчеты общей прочности абсолютной жесткой секции ГЭС, а также гибких секций на глинистых основаниях возведенного сооружения с проверкой

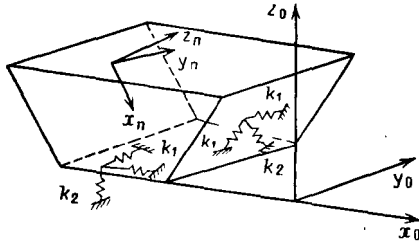


Рис. 9.3. К расчету абсолютно жесткого тела в упругой среде

могут производиться для полностью возведенного сооружения с проверкой достаточности армирования сечений на нагрузки строительного периода.

Расчеты общей прочности абсолютной жесткой секции ГЭС, а также гибких секций на песчаных основаниях следует проводить для характерных этапов возведения сооружения, имея в виду, что усилия каждого этапа суммируются с усилиями предыдущих этапов возведения.

Целиком возведенная секция ГЭС рассчитывается на дополнительные к строительным случаи нагрузки с учетом перераспределения реакции основания. Если в эксплуатационном случае средние напряжения в основании уменьшаются (за счет взвешивающего и фильтрационного давлений) по сравнению со средними

суммарными напряжениями строительных случаев, то необходима проверка полностью возведенного сооружения на все нагрузки, учтенные в строительных случаях.

Расчетные усилия в элементах, сечения которых не изменяются в процессе возведения сооружения, следует определять суммированием усилий, полученных из расчетов прочности всех строительных и эксплуатационного случаев. При назначении степени армирования частей сооружения суммарные сечения арматуры не должны превышать сечений, полученных в расчете сооружения, обладающего конечной жесткостью. В противном случае следует пересмотреть последовательность возведения и систему разрезки сооружения временными швами.

Изменение температуры сооружения в ряде случаев может вызвать существенные силовые воздействия на сооружение в целом и на отдельные его элементы. Изменение осевой температуры вызывает растяжение или сжатие сооружения за счет сопротивления основания при изменении длины сооружения. Возникающие при этом усилия в сооружениях могут не учитываться при длине секции ГЭС: на песчаных основаниях до 70 м и на глинистых основаниях до 120 м, на скальных основаниях до 30 м. Плановые размеры секции построенных зданий ГЭС и плотин на различных основаниях приведены в табл. 9.1.

Изменение температур по высоте сооружения на нескальном основании вызывает изгиб, при котором может происходить перераспределение реакции основания. Возникающие при этом усилия следует учитывать только при весьма малых толщинах сжимаемого основания (меньших 0,1 длины сооружения).

Отдельные элементы конструкции здания ГЭС (напорные стены, перекрытие диффузора отсасывающей трубы, перекрытие водослива) необходимо проверять на температурные воздействия, направленные непосредственно на эти элементы. При этом целесообразно использование конструктивных мероприятий, исключающих дополнительное армирование.

При проведении температурных расчетов надводной зоны здания ГЭС необходимо учитывать температурные деформации подводного массива.

Усилия в конструкции, возникающие при температурных воздействиях в строительный период, следует исключать назначением рациональной последовательности возведения сооружения и замыкающих блоков, а также разрезкой временными швами.

Температурные усилия в конструкции здания ГЭС, находящегося в суровых климатических условиях, следует снижать путем устройства теплоизоляции наружных поверхностей бетона, а также швов-надрезов.

## 9.4. РАСЧЕТЫ ОБЩЕЙ ПРОЧНОСТИ

### 9.4.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Схема расчетов общей прочности назначается в зависимости от конструктивно-компоновочных особенностей здания ГЭС, а также от гибкости сооружения по отношению к основанию. В табл. 9.2 приведены характерные особенности расчетов общей прочности некоторых построенных зданий ГЭС.

Расчеты общей прочности абсолютно жесткой секции здания ГЭС на нескальном основании, а также здания ГЭС на скальном основании можно проводить по двум изолированным направлениям — вдоль и поперек потока до схем, в которых рассматриваются нагрузки, действующие только в плоскостях соответственно вдоль и поперек потока; при этом вертикальные нагрузки полностью учитываются в расчетах как одного, так и другого направления.

Расчеты общей прочности абсолютно жесткой секции ГЭС на нескальном основании в направлении вдоль потока рекомендуется производить:

по схеме бруса на упругом основании для несовмещенных ГЭС и совмещенных с донными водосбросами;

по схеме рамы на упругом основании для водосливных совмещенных ГЭС.

Таблица 9.2. Характерные особенности расчетов

Гидроэлектростанция, тип	Обоснование расчетами общей прочности		Расчетные схемы		
	вдоль потока	поперек потока	вдоль потока	поперек потока	связь расчетов в двух направлениях
Цимлянская, несовмещенная	+	+	Брус	Брус	Нет
Каунасская, несовмещенная	+	+	Брус	Брус	Равенство деформаций
Воткинская, несовмещенная	+	-	Брус	Не использовались	Нет
Каховская, совмещенная с напорными водосбросами	+	+	Брус (3 зоны)	Рамы	Уравновешивающие силы
Волжская им. В. И. Ленина, совмещенная с напорными водосбросами	+	+	Брус	Рамы (4 зоны)	Равенство деформаций
Волжская им. XXII съезда КПСС, совмещенная с напорными водосбросами	+	+	Брус	Рамы (4 зоны)	Равенство деформаций
Саратовская, совмещенная с напорными водосбросами	+	+	Брус	Рамы, брусья	Равенство деформаций

## общей прочности зданий ГЭС

Распределение контактных нормальных напряжений $\sigma$		Распределение контактных касательных напряжений вдоль потока $\tau$	Дополнительные сведения
вдоль потока	поперек потока		
1. По сопротивлению материалов 2. По теории упругости	Равномерное	Равномерное	—
По сопротивлению материалов	Равномерное	Равномерное	В расчетах поперек потока учитывались этапы возведения (в строительный период) и перераспределение реакции основания
По сопротивлению материалов	Равномерное	Пропорционально $\sigma$	—
1. По сопротивлению материалов 2. По теории упругости	Равномерное	Равномерное	Уравновешивающие силы в расчетах поперек потока прикладывались по осям бычков и равнялись разности активных сил и реакции основания
По теории упругости	Равномерное	1. Равномерное 2. Пропорционально $\sigma$	При определении реакции основания в направлении вдоль потока учитывались пригрузки основания
1. По теории упругости 2. По сопротивлению материалов	Равномерное	1. Равномерное 2. Пропорционально $\sigma$	—
1. По теории упругости 2. По методу упругого слоя 3. По сопротивлению материала	1. Равномерное 2. По методу коэффициента постели	Пропорционально $\sigma$	Расчеты вдоль и поперек потока выполнены с учетом этапов возведения



Гидроэлектростанция, тип	Обоснование расчетами общей прочности		Расчетные схемы		
	вдоль потока	поперек потока	вдоль потока	поперек потока	связь расчетов в двух направлениях
Камская, совмещенная, водосливного типа	—	+	Не использовались	Балка переменной жесткости	Нет
Павловская, совмещенная, водосливного типа	+	+	Рамы	Рамы	Нет
Плявиньская, совмещенная, водосливного типа	+	+	Перекрестная система балок		Равенство деформаций
Каневская, совмещенная, водосливного типа	+	+	Брус (5 зон)	Рама	Нет

Примечание. «+» — расчеты проводились; «—» расчеты не проводились.

Расчеты общей прочности абсолютно жесткой секции на нескальном основании в направлении поперек потока рекомендуется производить:

по схеме бруса на упругом основании, если секция имеет незначительные ослабления в этом направлении;

по схеме системы плоских рам, если секция имеет значительные ослабления в направлении поперек потока. Степень ослабления секции может быть оценена для конкретного сооружения в зависимости от возможности взаимного смещения образующих сооружение конструктивных элементов. Для предварительных расчетов такую оценку можно произвести по вычисленной погонной жесткости элементов, составляющих брус. Если в большинстве узлов системы погонная жесткость горизонтальных стержней в 10 раз больше жесткости вертикальных стержней, то секцию можно рассматривать как независимые горизонтальные балки.

Схема бруса используется для определения реакции основания в расчетах общей прочности и усилий в сечениях на всех стадиях проектирования, а также для определения напряженного состояния конструкции в предварительных расчетах. На стадии проекта напряжения в сечениях следует определять методами теории упругости либо исследованиями на упругих моделях.

При расчете общей прочности в направлении поперек потока по схеме системы плоских рам необходимо учитывать совместность деформаций узлов рам, конструктивно связанных в единое сооружение.

Расчет общей прочности гибких секций ГЭС на нескальных основаниях рекомендуется производить по пространственной схеме перекрестных балок переменной жесткости и рам на упругом основании, а также при соответствующем обосновании по изолированным расчетным схемам бруса (рамы) на упругом основании в направлении вдоль потока и системе плоских рам поперек потока.

Продолжение табл. 9.2

Распределение контактных нормальных напряжений $\sigma$		Распределение контактных касательных напряжений вдоль потока $\tau$	Дополнительные сведения
вдоль потока	поперек потока		
По сопротивлению материалов	По методу коэффициента постели	Равномерное	—
По сопротивлению материалов	По сопротивлению материалов	С учетом кручения от давления на устой	—
По методу коэффициента постели		Равномерное	Расчеты перекрестной системы проводились с учетом этапов возведения
1. По сопротивлению материалов 2. По теории упругости	По сопротивлению материалов	Равномерное	—

#### 9.4.2. АБСОЛЮТНО ЖЕСТКАЯ СЕКЦИЯ ГЭС НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ И СЕКЦИЯ ГЭС НА СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Расчеты прочности в направлении вдоль потока. При использовании схемы бруса расчеты можно вести как с использованием ЭВМ, так и с привлечением таблиц [30]. Пример расчета с помощью таблиц приведен на рис. 9.4.

Ширина расчетной зоны принимается равной ширине агрегатного блока. Нагрузки, действующие на брус, переносятся на отметку оси бруса.

Поскольку момент от горизонтальных сил условно задается сосредоточенным на оси бруса, целесообразно при назначении расчетной арматуры осреднять скачок в эпюре изгибающего момента по ширине элемента, через который горизонтальные силы передаются на брус. Нормальная сила в сечении определяется как разность активных и реактивных сил от торца бруса до рассматриваемого сечения.

При использовании схемы рамы (рис. 9.5) расчеты выполняются методами строительной механики (см. § 1.7.6) на ЭВМ с учетом деформаций сдвига.

Стержни рамы, как правило, принимаются прямолинейными. При этом стержень может считаться абсолютно жестким, если его погонная жесткость превышает более чем в 10 раз погонные жесткости примыкающих стержней рамы.

Участки абсолютной жесткости, образованные в узлах рамы в связи со значительными высотами сечений стержней, носят название жестких вставок. При предварительных расчетах допускается определение моментов по размерам элементов: в осях — для пролетных моментов и в свету — для опорных моментов. При этом перерезывающие силы определяются по размерам элементов в свету.

При расчете рамы по ЭВМ жесткие вставки учитываются введением стержней переменной жесткости.

Учет жестких вставок при ручном счете по методу деформаций производится с использованием данных по начальным реакциям защемления, приведенным в приложении 4.

При расчетах рам на упругом основании рекомендуется использовать данные по начальным реакциям защемления, приведенным в приложении 5.

**Расчеты прочности в направлении поперек потока.** При использовании схемы бруса на упругом основании поперечное сечение бруса рекомендуется разделить на ряд расчетных зон (рис. 9.6), чтобы в пределах ширины зоны нагрузки и жесткость изменялись незначительно. Моменты инерции высокн составных сечений (т.е. соизмеримых с длиной бруса) вычсляются суммированием собственных моментов инерции составляющих сечение элементов зон III, IV: (рис. 9.6)  $J_{III} = J_{III}^H + J_{III}^B$ ;  $J_{IV} = J_{IV}^H + J_{IV}^B$ .

Суммарные усилия в сечении бруса распределяются по расчетным зонам следующим образом:

изгибающие моменты — пропорционально моментам инерции каждой зоны относительно общей нейтральной оси;

нормальная и поперечная силы — пропорционально площадям сечений расчетных зон.

Усилия в расчетных зонах распределяются между элементами сечения следующим образом:

изгибающие моменты — пропорционально собственным моментам инерции составляющих сечение элементов;

поперечные и нормальные силы — пропорционально площадям элементов.

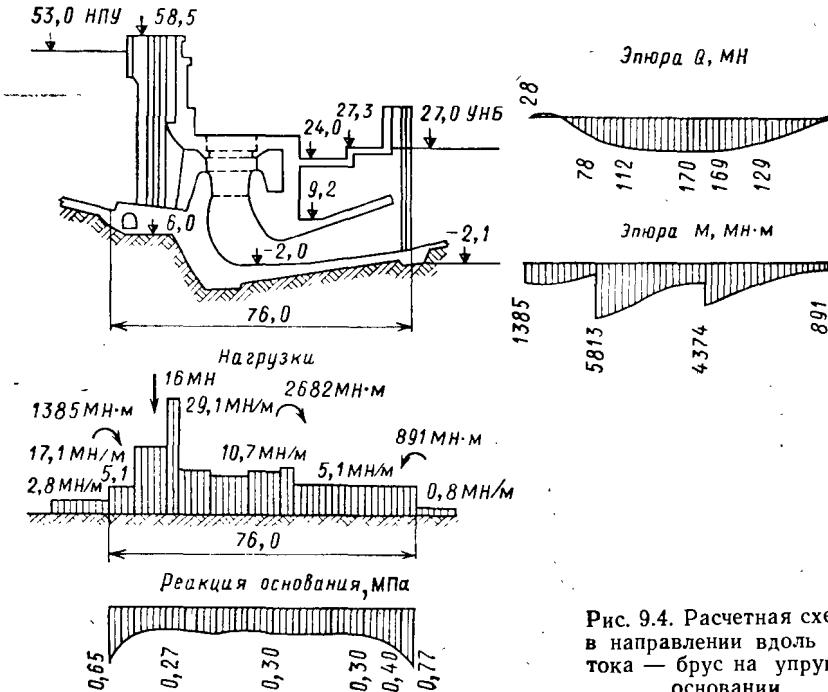


Рис. 9.4. Расчетная схема в направлении вдоль потока — брус на упругом основании

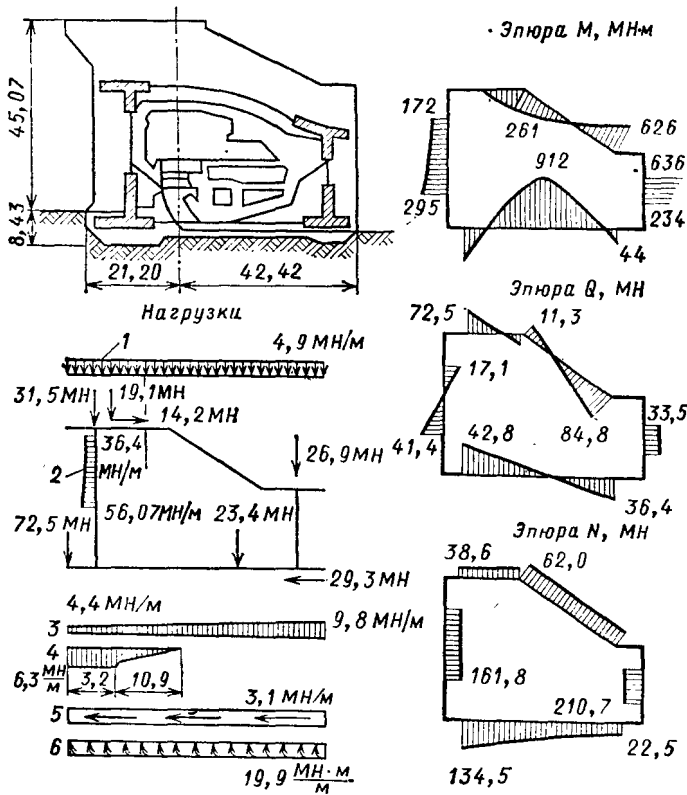


Рис. 9.5. Расчетная схема в направлении вдоль потока — рама на упругом основании:

1 — вес перекрытия и бычка водослива; 2 — гидростатическое давление на напорную стенку; 3 — реакция основания; 4 — фильтрационное давление и противодействие; 5 — горизонтальная реакция основания; 6 — момент от горизонтальной реакции основания

При использовании схемы, состоящей из системы рам, расчетные зоны назначаются по наиболее характерным элементам конструкции.

Для распределения нагрузок между рамами используются два приближенных метода. В первом методе каждая расчетная зона перед определением внутренних усилий статически уравнивается, и вертикальные уравнивающие силы прикладываются, как правило, по бычкам. Во втором, более точном методе уравнивающие силы определяются в результате сращения деформаций в узлах перекрестной системы, образованной в направлении вдоль потока брусьями, а в направлении поперек потока рамами.

Так как в абсолютно жесткой секции существуют только три типа перемещения (поступательное вертикальное и повороты вдоль и поперек потока), то расчет сил взаимодействия является частным более общего случая расчета перекрестной системы для гибких секций ГЭС.

Для секций ГЭС на скальном основании расчеты производятся без учета линейных смещений узлов рам.

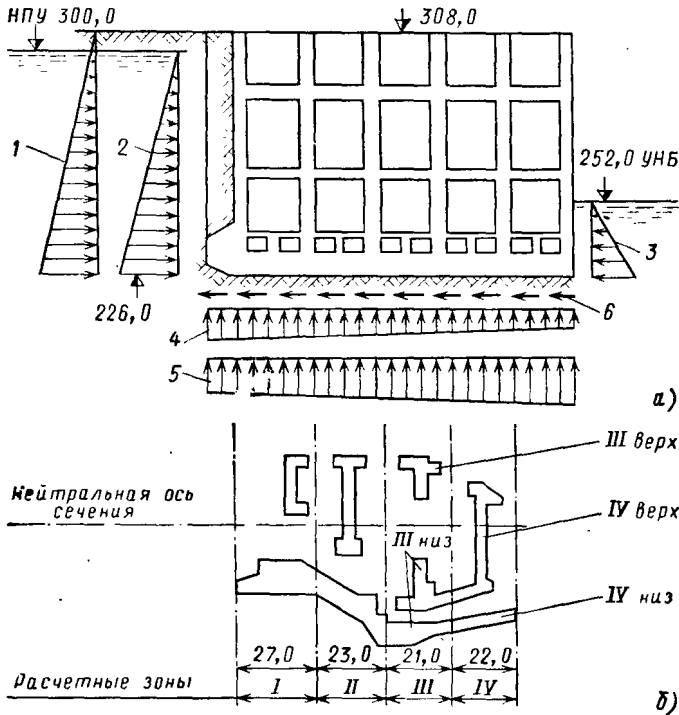


Рис. 9.6. Расчетная схема в направлении поперек потока — брус на упругом основании:

*а* — нагрузки на брус; *б* — расчетное сечение бруса; 1 — давление грунта засыпки; 2 — давление верхнего бьефа; 3 — давление нижнего бьефа в деформационном шве; 4 — взвешивающее и фильтрационное давление; 5 — реакция основания; 6 — силы трения

### 9.4.3. ГИБКАЯ СЕКЦИЯ ГЭС НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

При использовании метода перекрестных балок переменной жесткости балки направления вдоль потока назначаются по бычкам здания ГЭС, балки направления поперек потока — по наиболее характерным зонам поперечного сечения здания ГЭС: по зубьям фундаментной плиты, напорным стенкам, агрегатному массиву. Элементы направления вдоль потока (бычки с жесткостью, соответствующей рассматриваемому этапу возведения сооружения) представляются балками на упругом основании, а элементы направления поперек потока — балками, покоящимися либо на бычках, либо на упругом основании в зависимости от гибкости фундаментной плиты между бычками.

Если фундаментная плита между бычками относится к классу абсолютно жестких ( $t_1 < 2$  или  $t_2 < 0,5$ ), то балки направления поперек потока следует принимать опертыми на бычки.

При значительной гибкости фундаментной плиты между бычками следует производить расчет поперечных балок на упругом основании. Количество балок в направлении вдоль потока целесообразно увеличить, выделив балки по фундаментной плите между бычками.

Силы взаимодействия между продольной и поперечной системами назначаются распределенными по обшмам для той и другой системы площадкам.

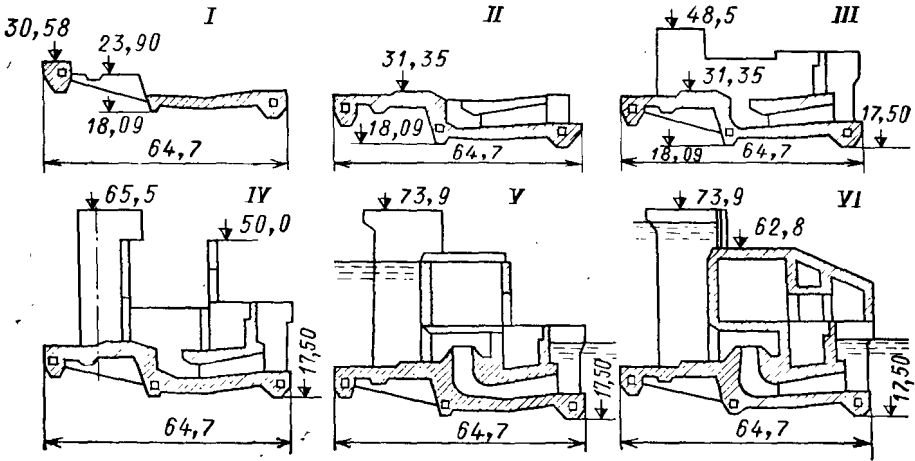


Рис. 9.7. Характерные этапы возведения сооружения:  
I—VI — последовательность бетонирования блока ГЭС

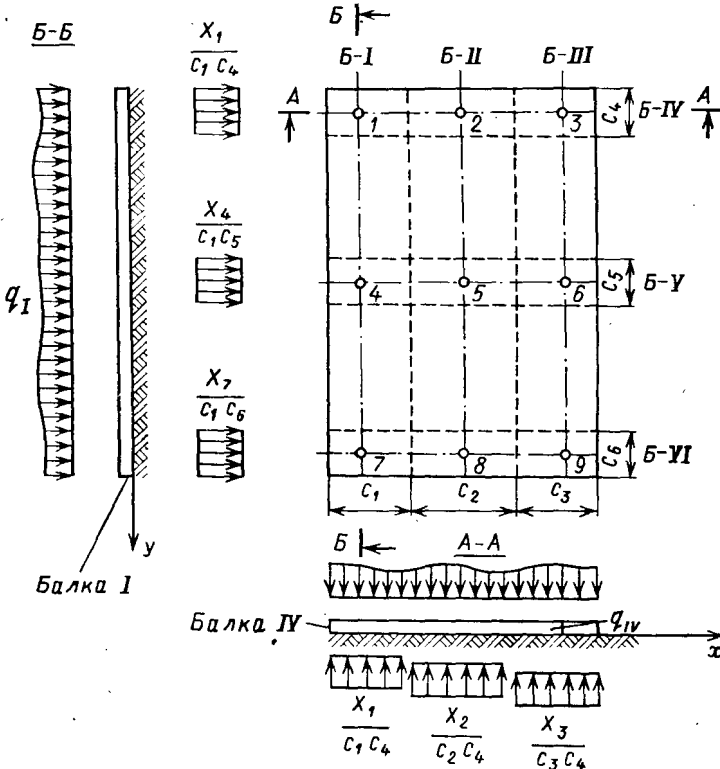


Рис. 9.8. Расчетная схема — перекрестная система балок на упругом основании

$\delta_{11}^I + \delta_{11}^{IV}$	$\delta_{13}^{IV}$	$\delta_{14}$	$\delta_{17}^I$	$\delta_{1q}^I - \delta_{1q}^{IV}$	$X_1$
$\delta_{21}^{IV}$	$\delta_{22}^{II} + \delta_{22}^{IV}$	$\delta_{25}^{II}$	$\delta_{28}^{II}$	$\delta_{2q}^{II} - \delta_{2q}^{IV}$	$X_2$
$\delta_{31}^{IV}$	$\delta_{32}^{IV}$	$\delta_{33}^{III} + \delta_{33}^{IV}$	$\delta_{36}^{III}$	$\delta_{3q}^{III} - \delta_{3q}^{IV}$	$X_3$
$\delta_{41}^I$		$\delta_{44}^I + \delta_{44}^{IV}$	$\delta_{46}^V$	$\delta_{4q}^I - \delta_{4q}^{IV}$	$X_4$
	$\delta_{53}^{II}$	$\delta_{54}^V$	$\delta_{55}^{II} + \delta_{55}^V$	$\delta_{5q}^{II} - \delta_{5q}^{IV}$	$X_5$
		$\delta_{64}^V$	$\delta_{65}^V$	$\delta_{6q}^{III} - \delta_{6q}^{IV}$	$X_6$
$\delta_{71}^I$		$\delta_{74}^I$	$\delta_{77}^I + \delta_{77}^{VI}$	$\delta_{7q}^I - \delta_{7q}^{VI}$	$X_7$
	$\delta_{82}^{II}$		$\delta_{87}^{VI}$	$\delta_{8q}^{II} - \delta_{8q}^{VI}$	$X_8$
			$\delta_{88}^{II} + \delta_{88}^{VI}$		
			$\delta_{93}^{III}$	$\delta_{99}^{III} + \delta_{99}^{VII}$	$X_9$
			$\delta_{97}^{VI}$	$\delta_{9q}^{III} - \delta_{9q}^{VII}$	

Расчет рекомендуется проводить для характерных этапов возведения сооружения (рис. 9.7); для этапов, соответствующих бетонированию фундаментной плиты, реакция основания принимается того же очертания, что и эпюра внешней нагрузки.

Нагрузка распределяется между балками продольного и поперечного направления следующим образом:

горизонтальные нагрузки направлений вдоль и поперек потока передаются на балки этих же направлений;

вертикальные нагрузки целесообразно распределять поровну между балками продольного и поперечного направлений.

Деформации элементов одного и другого направлений под действием нагрузок и сил взаимодействия целесообразно определять на ЭВМ с учетом деформаций сдвига. Условие равенства вертикальных деформаций в точках пересечения осей балок записывается в виде системы алгебраических уравнений. На рис. 9.8 представлена расчетная схема, состоящая из шести перекрестных балок, для которой уравнения равновесия записываются в виде, представленном на 270 с., где  $\delta_{14}^I$  — вертикальное перемещение точки I балки I под действием единичной силы, приложенной в точке 4;  $X_1, \dots, X_9$  — неизвестные силы.

Решив систему уравнений относительно неизвестных  $X_i$ , можно рассчитать каждую балку отдельно как статически определимую конструкцию.

## 9.5. РАСЧЕТЫ МЕСТНОЙ ПРОЧНОСТИ

Целесообразность расчетов отдельных элементов конструкции на местное приложение нагрузок зависит от того, насколько полно их геометрические размеры и нагрузки учтены в расчетных схемах общей прочности. Если размеры элемента и место приложения нагрузок на элемент входят в расчетную схему общей прочности, то расчет местной прочности этого элемента не производится.

В общем случае расчету на местное приложение нагрузок подлежат: фундаментная плита, перекрытие и бычки диффузора отсасывающей трубы, перекрытие, стены и конус спиральной камеры, бычки водоприемника и щитового отделения нижнего бьефа, включая пазовые элементы, напорные стенки верхнего и нижнего бьефов, кожух генератора, перекрытие водослива совмещенных ГЭС водосливного типа.

Расчетные усилия в элементах конструкции здания ГЭС определяются исходя из расчетов общей и местной прочности:

если элемент входит в схему общей прочности без передающихся на него нагрузок, то расчетные усилия в элементе следует определять суммированием усилий, полученных из расчета общей и местной прочности;

расчетные усилия в элементах, не включенных в схему общей прочности, определяются только из расчетов местной прочности.

Фундаментная плита имеет несколько характерных зон; в зоне верхнего бьефа в зависимости от плановых размеров и соотношений толщины бычков и плиты она может рассматриваться как неразрезная многопролетная балка или как плита с защемлением по трем сторонам. При наличии верхового зуба необходимо учитывать влияние последнего, для чего следует рассчитывать зуб по балочной схеме, а фундаментную плиту по схеме плиты, защемленной по трем сторонам и упруго опертой на зуб по четвертой.

Фундаментную плиту в зоне колена отсасывающей трубы рекомендуется рассчитывать по схеме перекрестных балок переменной жесткости. Расчет, в котором необходимо учесть деформации сдвига и распределенные силы взаимодействия, целесообразно проводить аналогично расчету общей прочности по схеме перекрестных балок.

Для предварительного определения усилия в фундаментной плите с одним промежуточным бычком в зависимости от диаметра рабочего колеса  $D$  можно использовать данные табл. П.6.1. Для случая двух промежуточных бычков (рис. 9.9) рекомендуются результаты исследований на упругих моделях, проведенные МИСИ и представленные в табл. П.6.2 [35].



Фундаментная плита в зоне диффузора отсасывающей трубы в зависимости от соотношения погонных жесткостей элементов диффузора рассчитывается по схеме неразрезной балки либо по рамной схеме, включающей в себя фундаментную плиту. Использование схемы рамы целесообразно при погонных жесткостях нижнего ригеля и стоек одного порядка.

Перекрытие и бычки диффузора отсасывающей трубы рекомендуется рассчитывать как элемент плоской рамы. При этом необходимо выполнить проверку прочности перекрытия по схемам загрузки строительного периода.

Перекрытие спиральной камеры таврового сечения целесообразно рассчитывать по схемам кольцевой плиты или балки (рис. 9.9).

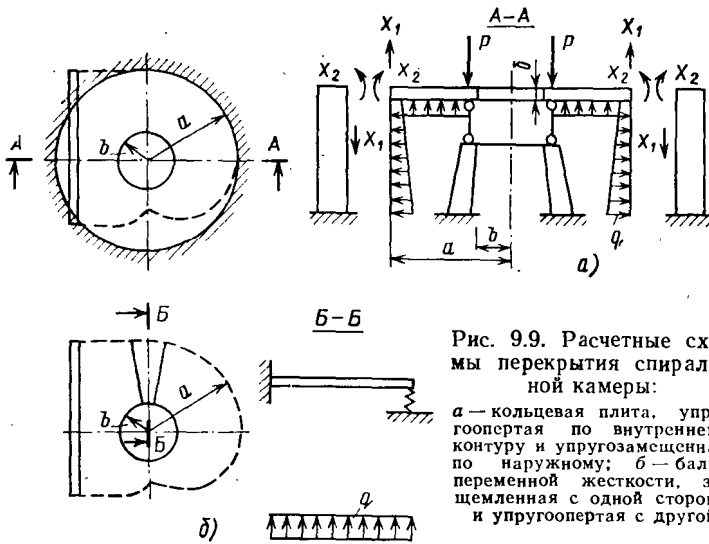


Рис. 9.9. Расчетные схемы перекрытия спиральной камеры:

$a$  — кольцевая плита, упругоопертая по внутреннему контуру и упругозамещенная по наружному;  $b$  — балка переменной жесткости, защемленная с одной стороны и упругоопертая с другой

Использование схемы кольцевой плиты позволяет определять усилия как тангенциального, так и радиального направления. Однако эта схема условно представляет фактическую геометрическую конфигурацию перекрытия спиральной камеры и условия опирания по контуру. Кроме того, использование решений теории тонких пластин ограничивается соотношением  $\delta < 0,2 (a-b)$ .

При расчете необходимо учитывать осевые и угловые перемещения стен спиральной камеры, а также осевые перемещения статорных колонн и конусов спиральной камеры. Силы взаимодействия  $X_1$ ,  $X_2$  определяются из условия сращивания деформаций в узлах сопряжения элементов. Данные по перемещениям и усилиям кольцевых плит приведены в [58].

Для рамной расчетной схемы (рис. 9.10) ригель рамы (перекрытия спиральной камеры) принимается переменной ширины.

Для того, чтобы оценить напряженное состояние спиральной камеры, как правило, производят расчет трех-четырех рам в характерных сечениях по ее периметру. В расчетах рам необходимо учитывать осевые и угловые перемещения в узлах сопряжения перекрытия и стен спиральной камеры, а также осевые перемещения в узлах сопряжения перекрытия, статорных колонн и конусов спиральной камеры.

При оценке прочности стен спиральных камер из-за сложного геометрического очертания в дополнение к вышеуказанным расчетам следует

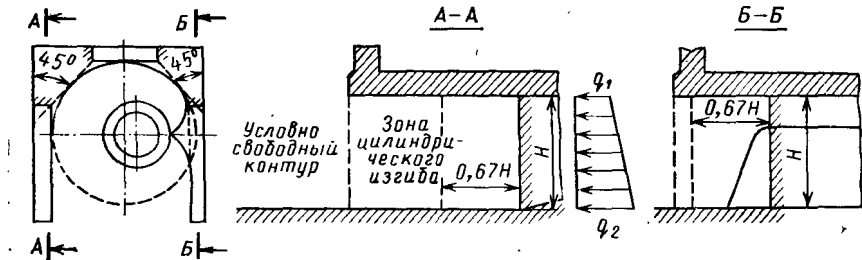


Рис. 9.10. Расчетные схемы стен спиральной камеры

рассматривать плитные расчетные схемы. Размеры плит определяются в соответствии с рис. 9.10.

Низовая стенка спиральной камеры кругового очертания (рис. 9.11) рассчитывается как перекрестная система арок — заземленных балок, при этом возможно учитывать силы взаимодействия только ко радиального направления.

При определении расчетных усилий в стенах спиральной камеры необходимо учитывать растягивающие усилия, передающиеся от перекрытия спиральной камеры.

Конус спиральной камеры может быть рассчитан по схеме усеченной конической оболочки. При определении расчетных усилий в конусе спиральной камеры необходимо учитывать усилия, передающиеся от колонн статора турбины.

Спиральная сталежелезобетонная камера рассматривается как составная оболочка, внутреннее давление в которой воспринимается стальной облицовкой и радиальной арматурой. Работа бетона на растяжение при этом не учитывается. Усилия в облицовке и кольцевой арматуре рекомендуется определять по котельной формуле. Усилия краевого эффекта в местах закрепления оболочки в статор турбины определяются на основании экспериментальных исследований.

При обжатых в направлении потока размерах водоприемника и удалении пазов затворов от напорной стенки не более чем на толщину бычка  $b$  и  $ч$  и в о д п р и е м н и к а рассчитываются на нагрузки, действующие только в плоскости бычка. На нагрузки из плоскости рассчитываются только пазовые перешейки. При развитых размерах водоприемника бычки следует рассчитывать также из плоскости на нагрузки ремонтного случая, а также на нагрузки в зоне межсекционных швов.

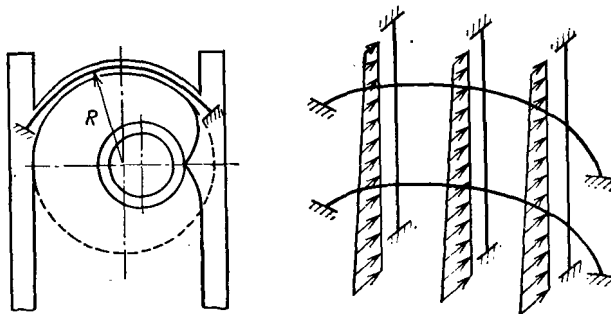


Рис. 9.11. Расчетная схема низовой стенки кругового очертания

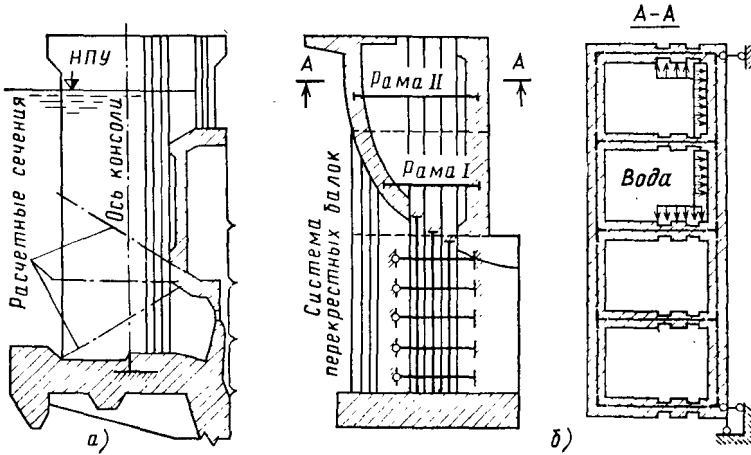


Рис. 9.12. Расчетные схемы бычков водоприемника:

а — консоль (нагрузки в плоскости бычка); б — горизонтальные рамы

Определение усилий в плоскости бычка для нормальных и косых сечений рекомендуется проводить по схеме консольной балки (рис. 9.12).

Пазовые перешейки из плоскости бычка рассчитываются по схеме защемленной балки переменной жесткости на нагрузки ремонтного случая.

Межпазовые промежутки бычков, воспринимающие нагрузку от ремонтных заграждений верхнего бьефа, рассчитываются по схеме коротких консолей.

Определение усилий из плоскости бычка следует проводить по схеме перекрестных балок или консолей (рис. 9.13). Назначение расчетной схемы зависит от того, насколько полно эта зона учтена в расчетах общей прочности.

Напорные стенки верхнего и нижнего бьефов в следует рассчитывать по плитным схемам на усилия, действующие из плоскости стенок. Усилия в напорных стенах от нагрузок, действующих в плоскости (собственный вес стен), определяются по этапам бетонирования по схемам неразрезных балок.

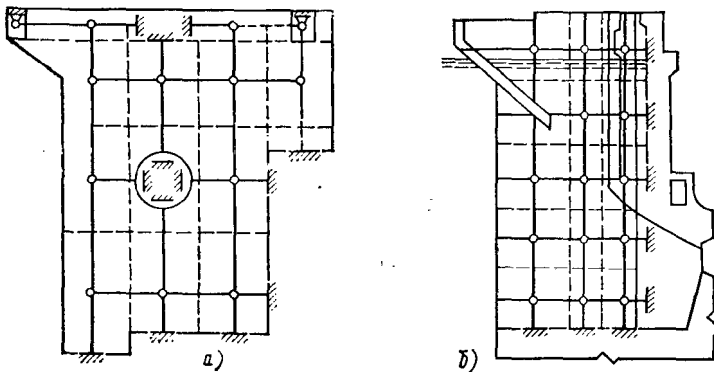


Рис. 9.13. Схемы бычков водоприемника при расчетах на нагрузки, действующие из плоскости бычков:

а — перекрестные балки; б — перекрестные консоли

Кожух генератора принято рассчитывать на нагрузки, возникающие в распорных домкратах верхней крестовины при коротком замыкании в роторе генератора, значения которых выдаются заводом-изготовителем.

Для предварительного определения усилий в кожухе генератора кольцевого и полигонального очертания могут быть использованы данные приложения 7, составленные по результатам исследований МИСИ, выполненных методом фотоупругости [35].

Перекрытие водослива совмещенных зданий ГЭС водосливного типа следует рассчитывать по балочным и плитным схемам на собственный вес и вес воды. При балочной конструкции перекрытия усилия целесообразно определять по методу перекрестных балок.

## 9.6. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

Целью расчетов является проверка допустимости уровня вибраций и достаточности армирования конструктивных элементов здания ГЭС при динамических воздействиях.

При проведении динамических расчетов определяются: динамические воздействия на сооружение; динамические упругие и прочностные характеристики бетона, арматуры и грунтов основания; динамические характеристики сооружения и его конструктивных элементов; уровни вибраций и амплитуды динамических усилий в сооружении.

К динамическим воздействиям на здание ГЭС относятся: эксплуатационные динамические нагрузки, связанные с работой гидроэнергетического оборудования и пропуском расходов через проточные тракты турбин и водопропускные отверстия;

сейсмические воздействия для гидроузлов в сейсмоактивных районах, которые определяются в соответствии с требованиями СНиП II-7-81.

При определении эксплуатационных динамических воздействий учитываются нагрузки от гидроагрегатов, пульсации давления в водопропускных трактах, гидродинамическое давление в проточном тракте турбины при неустановившихся режимах, которые возникают при закрытии (открытии) направляющего аппарата; последнее обычно учитывается в расчетах прочности элементов проточного тракта как квазистатическая нагрузка.

Через опорные части гидроагрегата на здание ГЭС передаются следующие нагрузки:

центробежная сила от дисбаланса ротора гидроагрегата, действующая с частотой вращения  $\omega_0$ ;

динамическая составляющая осевого усилия, возникающая в результате пульсаций давления за рабочим колесом турбины и действующая с лопастной частотой  $\omega_d = \omega_0 n$  ( $n$  — число лопастей рабочего колеса). Кроме того, при расчетах опорных частей генератора учитываются электромагнитный момент вращения, усилия при коротком замыкании в цепи возбуждения генератора и замыкания на зажимах генератора. Параметры перечисленных нагрузок задаются заводами-изготовителями турбин и генераторов.

Гидродинамические нагрузки в проточных трактах учитываются при расчетах бычков щитового помещения верхнего бьефа, конструкций спиральной камеры, отсасывающей трубы, перекрытий и стен водосбросных отверстий, водобоя и рисбермы. Амплитудно-частотный состав и пространственное распределение этих нагрузок зависят от геометрической формы водопропускных трактов и параметров сбрасываемых потоков и определяются на основе экспериментальных исследований. Обобщенные результаты таких исследований, проведенных в НИИ Гидропроекта, приведено в [32].

Динамические упругие характеристики арматуры и бетона могут быть приняты равными статическим значениям, динамическая прочность назначается в соответствии с требованиями СНиП II-56-77.

Динамический модуль упругости  $E_d$  и коэффициент Пуассона  $\mu$  для грунтов вычисляются по значениям плотности грунта  $\rho$  и скоростей продольной  $v_p$  и по-

перечной  $v_s$  упругих волн в водонасыщенном грунте, определяемых геофизическими методами:

$$E_d = 2\rho v_s^2 (1 + \mu); \quad \mu = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)}. \quad (9.9)$$

Для определения динамических параметров прочности грунтов проводятся полевые и лабораторные испытания.

Имеющиеся данные натурных наблюдений за колебаниями русловых зданий ГЭС на нескольких основаниях<sup>1</sup> позволяют отметить следующие характерные особенности колебаний секции ГЭС под действием динамических нагрузок:

нижняя зона здания ГЭС от отметки подошвы фундаментной плиты до отметки верха перекрытия спиральной камеры колеблется как абсолютно жесткий массив;

секция ГЭС виброизолирована от соседних сооружений; верхняя зона секции ГЭС колеблется под действием вибрации опор (нижнего массива) и динамических нагрузок, действующих непосредственно на рассматриваемый элемент конструкции.

Задача о колебаниях абсолютно жесткого массива на упругом основании может быть решена двумя методами.

Первый метод основан на использовании модели грунта основания, описываемой тремя коэффициентами постели [51]. Амплитуды колебаний массива определяются в следующей последовательности.

1. Вычисляются круговые частоты собственных поступательных  $\lambda_z$  и  $\lambda_x$  и вращательных  $\lambda_\phi$  колебаний массива на упругом основании

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{c_z}{m_z}}; \quad \lambda_x = \sqrt{\frac{c_x}{m_x}}; \quad \lambda_\phi = \sqrt{\frac{c_\phi - Gh_0}{\theta_0}}; \quad (9.10)$$

где  $c_x$ ,  $c_z$ ,  $c_\phi$  — коэффициенты жесткости основания;  $m_x$ ,  $m_z$  — массы секции ГЭС с учетом присоединенных масс воды [61], различных при колебаниях в направлениях  $x$  и  $z$ ;  $G$  — вес секции ГЭС;  $h_0$  — высота центра тяжести секции над подошвой;  $\theta_0$  — момент инерции массы секции относительно центра тяжести подошвы.

Круговые частоты главных горизонтальных и вращательных колебаний вычисляются по формуле

$$\lambda_{1,2} = \sqrt{\frac{1}{2\gamma_0} [\lambda_x^2 + \lambda_\phi^2 \pm \sqrt{(\lambda_x^2 + \lambda_\phi^2)^2 - 4\gamma_0 \lambda_x^2 \lambda_\phi^2}]}, \quad (9.11)$$

где  $\gamma_0 = \theta/\theta_0$ ;  $\theta$  — момент инерции массы секции относительно ее центра тяжести.

Коэффициенты жесткости основания определяются по формулам

$$c_{z,x} = k_{z,x} F; \quad c_\phi = k_\phi J, \quad (9.12)$$

где  $F$  и  $J$  — площадь и полярный момент инерции площади подошвы секции;  $k_z$ ,  $k_x$ ,  $k_\phi$  — коэффициенты постели сжатия, сдвига и поворота. Для предварительных оценок эти коэффициенты могут быть определены из выражений:

$$k_z = 0,32 \alpha_z \frac{E}{1-\mu^2}; \quad k_x = 0,7k_z; \quad k_\phi = 2k_z. \quad (9.13)$$

Коэффициент  $\alpha_z$  зависит от отношения сторон подошвы секций  $a$  и  $b$ :

$a/b$ . . . . .	0,20	0,33	0,50	1,00
$\alpha_z$ , $1/m$ . . . . .	1,30	1,21	1,17	1,14

<sup>1</sup> Шейнин И. С., Березинский С. А., Козлов А. Б., Семенов И. В. О динамических явлениях в конструкциях зданий Павловской и Плявиньской ГЭС. — Гидротехническое строительство, 1972, № 5, с. 40—46.

Следует иметь в виду, что при определении частот собственных колебаний массива не учитываются присоединенная масса и вязкость грунта основания, поэтому коэффициенты жесткости основания должны подбираться с учетом имеющихся натуральных данных о колебаниях крупных массивов.

2. Вычисляются амплитуды вертикальных  $u_z$ , горизонтальных  $u_x$  и вращательных  $u_\varphi$  колебаний центра тяжести подошвы секции под действием вертикальной  $P_z(\omega)$ , горизонтальной  $P_x(\omega)$  динамических нагрузок и их момента  $M(\omega)$  относительно центра тяжести подошвы:

$$u_{z,x} = \frac{P_{z,x}}{c_{z,x}} k_{z,x}^D; \quad u_\varphi = \frac{M}{c_\varphi} k_\varphi^D, \quad (9.14)$$

где  $k^D$  — коэффициент динамичности:

$$k_{z,x}^D = \frac{1}{\sqrt{(1-\omega^2/\lambda_{z,x}^2)^2 + (\Phi\omega)^2}}; \quad (9.15)$$

$$k_\varphi^D = \frac{1}{\sqrt{[(1-\omega^2/\lambda_1^2)(1-\omega^2/\lambda_2^2)]^2 + (\Phi\omega)^2}}. \quad (9.16)$$

Здесь  $\omega$  — частота динамического воздействия;  $\Phi$  — модуль затухания грунта, с, принимаемый в зависимости от состояния грунта:

Плотные песчаные грунты, глины и суглинки, находящиеся в условиях естественного залегания . . . . . 0,004—0,006  
Пески средней плотности и разуплотненные, насыпные грунты . . . . . 0,007—0,008

Амплитуды колебаний точки  $i$  секции ГЭС определяются в предположении синфазности всех динамических нагрузок:

$$\left. \begin{aligned} u_z^i &= u_z + u_\varphi x_i; \\ u_x^i &= u_x + u_\varphi z_i. \end{aligned} \right\} \quad (9.17)$$

где  $x_i$  и  $z_i$  — координаты точки  $i$  относительно центра тяжести подошвы.

Второй метод основан на представлении движения твердого тела на границе с упругим полупространством под действием произвольной системы сил уравнениями динамической упругости [23]. Применяв к этим уравнениям преобразование Лапласа [21], зависимость ускорений массива сооружения и грунта основания можно записать в виде

$$a_j^* = \bar{a}_j^* \Pi_{j,a}^a, \quad (9.18)$$

где  $a_j^*$  — изображение ускорения центра тяжести массива;  $\bar{a}_j^*$  — изображение осредненного по площади массива ускорения грунтового основания;  $j = x, z$  — горизонтальное и вертикальное направления колебаний;  $\Pi_{j,a}^a$  — передаточная функция по ускорениям системы массив—основание, действительная и мнимая часть которой может быть представлена в виде

$$\Pi_{j,a}^a = \Pi_{j,c} + i\Pi_{j,s}; \quad (9.19)$$

$$\Pi_{j,c} = 1 + \frac{m_j \omega^2 (B_j + d_j \cos \omega\alpha - m_j \omega^2)}{J_2}; \quad (9.20)$$

$$\Pi_{j,s} = - \frac{m_j \omega^2 \left( A_j - d_j \frac{\sin \omega\alpha}{\omega} \right)}{J_2}; \quad (9.21)$$

$$J_2 = (-m_j \omega^2 + B_j \cos \omega\alpha)^2 + (A_j \omega - d_j \sin \omega\alpha)^2, \quad (9.22)$$

где  $m_j$  — масса сооружения с учетом присоединенной массы воды;  $A_j, B_j, d_j$  — коэффициенты, зависящие от соотношения скоростей продольных и поперечных упругих волн и геометрии основания массива<sup>1</sup>;  $\alpha = 2c/3L$  — масштаб безразмерного времени;  $c$  — скорость распространения продольных волн в основании;  $L$  — длина массива сооружения;  $\omega$  — частота колебаний грунтового основания.

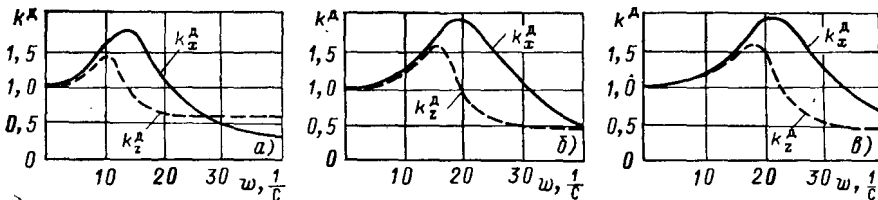


Рис. 9.14. Коэффициенты динамичности массивов зданий ГЭС:

а — Плявиньской; б — Саратовской; в — Киевской

Передаточные функции, связывающие смещения массива с ускорениями  $a$ , скоростями смещения  $v$ , смещениями  $u$  основания и с силовым воздействием на массив сооружения  $P$ , при наличии передаточной функции по ускорениям могут быть записаны в виде

$$\left. \begin{aligned} P_{j,u}^a &= -\frac{1}{\omega^2} P_{j,a}^a; P_{j,u}^v = \frac{1}{i\omega} P_{j,a}^a; \\ P_{j,u}^u &= P_{j,a}^a; P_{j,u}^P = \frac{1}{m_j \omega^2} P_{j,a}^a. \end{aligned} \right\} \quad (9.23)$$

В качестве примера использования зависимостей (9.19)—(9.22) на рис. 9.14 приведены коэффициенты динамичности  $k^D = \frac{P_{j,u}^u(\omega)}{P_{j,u}^u(0)}$  для зданий Плявиньской,

Саратовской, Киевской ГЭС. Максимальные значения  $k^D$ , соответствующие круговым частотам собственных колебаний массива  $\lambda_i, c^{-1}$ , а также их сопоставление с данными натурных исследований приведены в табл. 9.3.

Таблица 9.3. Круговые частоты, 1/с, собственных колебаний массивов ГЭС

Гидроэлектростанция	Натурные данные		Расчетные данные	
	$\lambda_z$	$\lambda_x$	$\lambda_z$	$\lambda_x$
Плявиньская	12	18	10,5	14
Саратовская	18	—	16	19,5
Киевская	17,3	—	18	22,5

Переход от изображения функции к ее оригиналу осуществляется с помощью обратного преобразования. Так, смещения массива в общем случае определяются интегралом свертки

$$u = \int_0^t G_u^A(\tau) A(t-\tau) d\tau, \quad (9.24)$$

<sup>1</sup> Лобьцев В. Л., Яковлев Ю. С. Динамический расчет сооружений на основе плоской и осесимметричной задач теории упругости со смешанными граничными условиями. — Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 64, ч. II. Киев: Наукова думка, 1972, с. 29—37.

где  $A$  — воздействие ( $a, v, u, P$ );  $\tau = t/\alpha$ ;  $\alpha = b/v_p$ ;  $G_u^A(\tau)$  — функция Грина (оригинал соответствующей передаточной функции), вычисляемая по формуле

$$G_u^A(\tau) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} (P_{u,c}^A \cos \omega t - P_{u,s}^A \sin \omega t) d\omega; \quad (9.25)$$

$P_{u,c}^A$  и  $P_{u,s}^A$  — действительная и мнимая части передаточной функции.

Зная функцию Грина, например по ускорениям  $a$ , можно перейти к функциям Грина по другим воздействиям

$$\left. \begin{aligned} G_u^a(\tau) &= \int_0^{\tau} G_a^a(\tau) d\tau; \\ G_u^v(\tau) &= \int_0^{\tau} G_a^v(\tau) d\tau; \\ G_u^u(\tau) &= G_a^u(\tau); \\ G_u^P &= -\frac{1}{m} \int_0^{\tau} \int_0^{\tau} G_a^a(\tau) d\tau. \end{aligned} \right\} \quad (9.26)$$

Изложенная методика дает точное решение задачи о колебаниях массива на упругом основании. Следует отметить, что точность задания параметров динамических нагрузок, как правило, значительно ниже точности самого решения задачи. Так, амплитуды колебаний нижней зоны здания Плявиньской ГЭС при действии динамических нагрузок от гидроагрегатов, полученные из (9.24), составили  $u_x = 5,1$  мкм,  $u_z = 2,8$  мкм. Натурные значения амплитуд вибраций секции составляют 3,5 и 2,0 мкм соответственно.

Наряду с точным методом можно рекомендовать приближенный метод оценки амплитуд колебаний массива ГЭС при соответствующем обосновании используемых в этом методе динамических характеристик грунтов основания.

При определении амплитуд колебаний конструктивных элементов секции ГЭС под действием вибраций опор (нижнего массива) используются методы динамики сооружений. Поскольку сложность геометрической формы конструкции не позволяет поставить задачу в замкнутом виде, в расчет вводятся некоторые допущения. В частности, при определении частот собственных колебаний конструктивных элементов можно рассматривать схемы изолированных элементов с экстремальными граничными условиями (например, напорная стенка рассматривается как шарнирно опертая и как защемленная) или некоторые упрощенные пространственные схемы (рис. 9.15). Натурные измерения частот собственных колебаний конструкций некоторых зданий ГЭС<sup>1</sup> подтвердили допустимость таких упрощений (табл. 9.4).

Т а б л и ц а 9.4. Частоты собственных колебаний, Гц, элементов конструкций на рис. 9.15

Показатели	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Натурные	—	25—30	—	—	25—30	—	6	8
Расчетные	57	24	66	62	31	71	6	9

<sup>1</sup> См. сноску на 276 с.



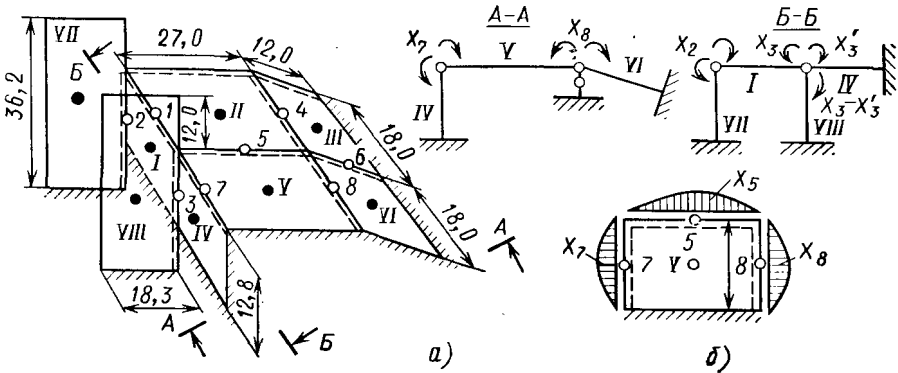


Рис. 9.15. К определению частот собственных колебаний верхнего строения здания Павловской ГЭС:

*a* — схема разбивки на плиты I—VIII; *b* — распределение усилий взаимодействия по контурам плит; 1—8 — точки срашивания углов поворота плит;  $X_1$ — $X_8$  — моменты взаимодействия между плитами

Для определения круговых частот собственных колебаний бычков верхнего бьефа, колеблющихся из плоскости (рис. 9.16), может быть использована зависимость

$$n_i = \frac{k_i}{a^2} \sqrt{\frac{D}{m}}, \quad (9.27)$$

где  $D$  — цилиндрическая жесткость плиты;  $m$  — масса единицы площади плиты;  $k_i$  — безразмерный коэффициент, характеризующий граничные условия плиты и принимаемый по данным табл. 9.5, расчетные схемы приведены на рис. 9.16.

При определении амплитуд колебаний элементов конструкции ГЭС в первом приближении может учитываться только первый тон частот собственных колебаний элементов. В этом случае амплитуда колебаний элемента определяется в виде

$$U_{x,z} = u_{x,z} k^A, \quad (9.28)$$

где

$$k^A = \frac{1}{\sqrt{(1 - \omega^2/n_1^2) + \gamma^2}}; \quad (9.29)$$

$n_1$  — круговая частота первого тона собственных колебаний элемента;  $\gamma = 0,125$  — коэффициент неупругого сопротивления железобетона;  $\omega$  — круговая частота колебаний массива ГЭС.

Если на элемент конструкции действуют местные динамические нагрузки, то определяются также амплитуды местных колебаний  $u_{x,z}^M$ . Суммарная амплитуда колебаний элемента приближенно определяется как

$$\sum u_{x,z} = u_{x,z} + U_{x,z} + u_{x,z}^M \quad (9.30)$$

в предположении синфазности всех воздействий.

Допустимые амплитуды колебаний по воздействию на людей приведены в табл. 9.6 (СН 245-71), по воздействию на машины и приборы — в табл. 9.7 [51].

Приведенные в табл. 9.6 значения соответствуют непрерывному воздействию вибраций в течение рабочего дня.

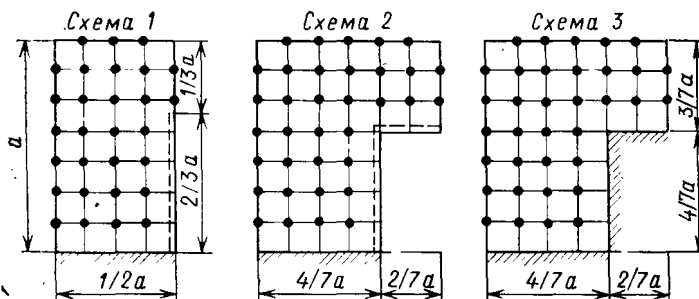


Рис. 9.16. К расчету частот собственных колебаний бычков водоприемника

Таблица 9.5

Схема	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$
1	7,38	21,11	39,46	62,43	69,81
2	8,73	14,06	29,08	41,44	59,09
3	9,16	19,40	32,13	44,25	60,36

Таблица 9.6

Частота, Гц	Допустимые амплитуды колебаний $u$ , мм	Частота, Гц	Допустимые амплитуды колебаний $u$ , мм
1,4—2,5	3,11—0,73	20—25	0,025—0,018
2,5—5	0,73—0,16	25—50	0,018—0,009
5—10	0,16—0,045	50—80	0,009—0,006
10—20	0,045—0,025	80—90	0,006—0,005

Таблица 9.7

Класс машин и приборов	Чувствительность машин и приборов к гармоническим колебаниям	Допустимая амплитуда колебаний	
		ускорений $a$ , мм/с <sup>2</sup> , для частот 1—10 Гц	скоростей $v$ , мм/с, для частот 10—100 Гц
I	Высокочувствительные	6,3	0,1
II	Среднечувствительные	6,3	1
III	Малочувствительные	250	4
IV	Нечувствительные	250	4

Таблица 9.8

Конструкция	Максимальная амплитуда колебаний, мм, при работе											
	агрегатов			водосливов			агрегатов и водосливов			водосливов в неустановившихся режимах		
	$u_z$	$u_x$	$u_y$	$u_z$	$u_x$	$u_y$	$u_z$	$u_x$	$u_y$	$u_z$	$u_x$	$u_y$
Фундаментная плита (потерна верхнего бьефа)	3	9	—	10	9	—	12	13	—	20	23	—
Перекрытие отсасывающей трубы	7	3	—	—	2,5	—	10	—	—	—	—	—
Напорная стенка водоприемника	3,5	9	—	10	9,5	—	11,5	13	—	—	—	—
Бычки водоприемника	—	—	70	—	—	18	—	—	—	—	—	—
Перекрытие водослива	8,5	1,5	3	12,5	9	6	13,5	14	2,5	30	20	4,5

Примечание.  $x$  и  $y$  — направления горизонтальных колебаний вдоль и поперек потока

В качестве примера в табл. 9.8 приведены натурные данные по амплитудам колебаний элементов конструкции зданий Плявиньской ГЭС<sup>1</sup>.

Амплитуды динамических усилий в элементах конструкции секции ГЭС от действия общих колебаний сооружения могут быть приближенно определены исходя из амплитуд колебаний конструкции. При этом определяется равномерно распределенная по поверхности элемента статическая нагрузка, под действием которой максимальный прогиб конструкции равен амплитуде ее колебаний относительно опор, и вычисляются усилия от действия этой нагрузки. Если элемент конструкции граничит с водой, то необходимо учитывать гидродинамическое давление, возникающее при колебаниях конструкции [20].

Амплитуды динамических усилий в конструктивных элементах, непосредственно воспринимающих динамические нагрузки, вычисляются методами динамики сооружений [51].

Оценка прочности сечений элементов конструкции производится с учетом усталостных явлений в бетоне и арматуре.

Расчеты динамической прочности проводятся, как правило, для облегченных конструкций зданий ГЭС на нескольких основаниях, так, для зданий Саратовской, Плявиньской, Киевской, Каневской ГЭС выполнялась проверка достаточности армирования сечений при действии динамических нагрузок. Дополнительная арматура, необходимая для восприятия этих нагрузок, была установлена в бычках верхнего бьефа Киевской ГЭС, перекрытии и стенах водосбросов Саратовской ГЭС.

<sup>1</sup> См. сноску на 276 с.

## Глава 10 ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

### 10.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Подпорные стены по конструкции подразделяются на гравитационные (рис. 10.1): массивные (а), уголковые (б), контрфорсные (в), ячеистые (с дном и без дна) (г); шпунтовые и свайные (рис. 10.2): безанкерные (а), заанкерные одной или двумя тягами к плитам или сваям (б); установленные на свайном фундаменте (в).

По технологическому назначению различают подпорные стены: образующие камеры судоходных и рыбопропускных сооружений; поддерживающие искусственные насыпи или естественные склоны; причальных набережных; сопрягающие берега с руслом в каналах; направляющих и регулирующих сооружений.

По виду грунтов основания, на которых возводятся подпорные стены, следует различать стены на скальных и нескальных грунтах. При возведении подпорных стен на полускальных грунтах их конструкция зависит от физико-механических свойств грунтов, степени сохранности, структурных особенностей.

По высоте подпорные стены разделяются на: высокие  $H > 30$  м; средние  $10 < H < 30$  м; низкие  $H < 10$  м.

В гидротехническом строительстве наибольшее распространение находят железобетонные подпорные стены: массивные бетонные стены менее экономичны и не рекомендуются без специального обоснования.

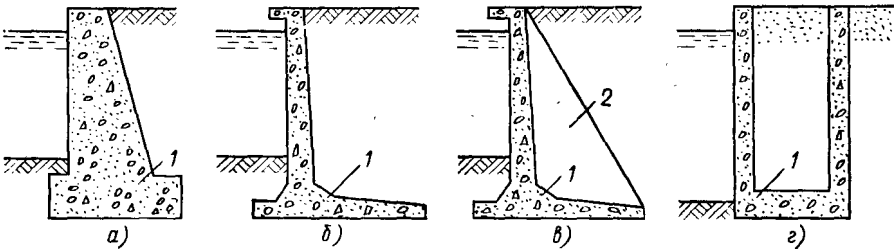


Рис. 10.1. Основные виды гравитационных подпорных стен:

1 — фундаментная плита; 2 — контрфорс

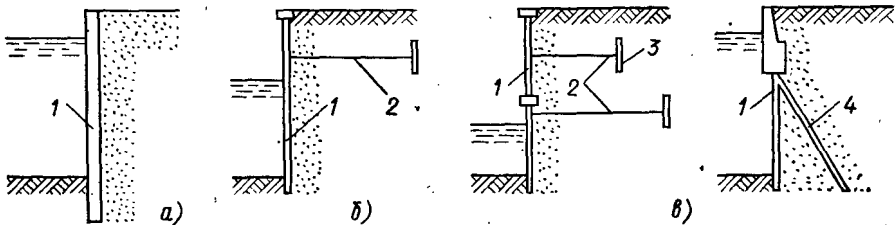


Рис. 10.2. Основные виды шпунтовых и свайных подпорных стен:

1 — шпунт; 2 — анкерная тяга; 3 — анкерная плита; 4 — свайный фундамент

## 10.2. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

В составе гидроузла могут быть подпорные стены, работающие самостоятельно, например подпорные стены, поддерживающие искусственные насыпи или естественные откосы, причальные стены каналов, пристаней, а также стены, работающие совместно с другими сооружениями, например стены судоводных шлюзов (камер и голов), сопрягающие стены грунтовых сооружений — плотин или дорожных насыпей с бетонными сооружениями или берегом, подпорные стены, входящие в состав зданий.

Как правило, подход к проектированию независимо работающих стен и стен, работающих совместно с другими сооружениями, должен быть различным. В первом случае конструкция экономичней и определение размеров и расчетное

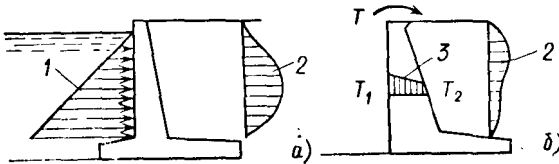


Рис. 10.3. Реактивное давление грунта на тыловую грань подпорных стен:

1 — гидростатическое давление; 2 — реактивное давление; 3 — температурный перепад

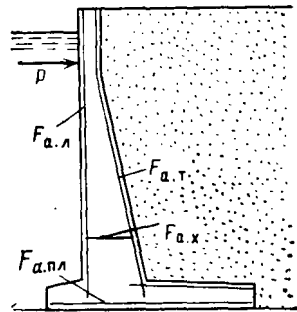


Рис. 10.4. Схема армирования подпорной стены

обоснование стен проще. Во втором случае конструкция и материал подпорной стены и расчетное обоснование ее должны отражать особенности работы сооружений, с которыми она сопрягается или в состав которых входит, что нередко накладывает ограничения на решения.

При рассмотрении различных вариантов конструкций подпорных стен нужно учитывать, что любая подпорная стена, поддерживая грунтовую засыпку или естественный откос грунта, работает совместно с грунтом засыпки или откоса, а также с грунтом, на котором располагается фундаментная конструкция подпорной стены. Поэтому экономичнее такая конструкция, которая лучше приспособлена к работе совместно с основанием и засыпкой при обязательном выполнении эксплуатационных функций.

Этому условию удовлетворяют достаточно гибкие, относительно легко деформируемые конструкции. Если подпорную стену из железобетона проектировать не трещиностойкой, а удовлетворяющей требованию ограничения раскрытия трещин, то объем бетона в ней можно уменьшить на 20—50% по сравнению с трещиностойкой конструкцией, это экономит цемент, снижает затраты труда на возведение сооружения и в конечном счете стоимость.

Не меньшее значение имеет и достигаемая при этом экономия расчетной арматуры за счет уменьшения изгибающих моментов в сечениях стены. Уменьшение изгибающих моментов является следствием возникновения меньшего по сравнению с трещиностойкой стенкой реактивного сопротивления грунта при движении гибкой стены на засыпку от внешних сил, приложенных к стене со стороны лицевой грани, например гидростатического давления на рис. 10.3, а, и уменьшения реактивного давления грунта засыпки (рис. 10.3, б) при перемещении стены на засыпку под влиянием температурных воздействий<sup>1</sup> [17, 19].

При правильно запроектированной конструкции железобетонной стены удается до минимума свести площадь расчетной арматуры на тыловой грани  $F_{a.т}$ , полностью или почти полностью исключить расчетную арматуру на лице-

<sup>1</sup> Гоголицина В. М., Фрид С. А. К определению суммарного давления грунта засыпки на стены камер шлюзов // Труды Гидропроекта. 1964. № 1. с. 7—12

вой грани  $F_{a,л}$  и исключить необходимость установки поперечной арматуры  $F_{a,х}$  (рис. 10.4). На скальном основании арматура на нижней грани плиты  $F_{a,пл}$  отсутствует.

В фундаментной плите стены, располагающейся на податливом нескальном или полускальном основании, за счет гибкости срезаются пики реакции основания и тем самым уменьшаются значения изгибающих моментов и поперечных сил, что также приводит к уменьшению бетона и арматуры на 15—30% по сравнению с трещиностойкими железобетонными конструкциями или конструкциями чисто бетонными.

При проектировании подпорных стен целесообразно задавать обратный уклон подошвы фундаментной плиты, при этом можно несколько повысить устойчивость стены на сдвиг; для этой же цели применяются конструктивные детали (зубья, упоры, анкеры), упрочнение грунтов основания (цементация, силикатизация), предварительное обжатие основания пригрузкой. Для уменьшения давления грунта на подпорную стену применяются разгрузочные и экранирующие устройства (плиты, каменные призмы, свайные экраны).

Для засыпки пазух подпорных стен следует предусматривать грунты из полезных выемок или карьеров, находящихся на строительной площадке. При этом, как правило, не допускается применять для обратных засыпок пылеватые и глинистые грунты, а также грунты, содержащие органические и растворимые включения более 5% по массе.

При проектировании подпорных стен, находящихся под воздействием фильтрационного потока воды, необходимо предусматривать противофильтрационные и дренажные устройства, обеспечивающие понижение уровня воды за стеной, суффозионную устойчивость грунтов засыпки и основания и снижение фильтрационного давления на подошву фундаментной плиты.

Конструкция этих устройств должна быть увязана с конструкцией противофильтрационной защиты соседних сооружений. Проектирование подземного контура должно выполняться в соответствии с требованиями СНиП II-54-77, СНиП II-55-79 и СНиП II-16-76.

Бетонные и железобетонные подпорные стены I и II классов, как правило, проектируются монолитными или сборно-монолитными, а III и IV классов — сборно-монолитными или сборными.

Монолитные и сборно-монолитные гравитационные подпорные стены разрезаются деформационными швами (температурными и температурно-осадочными). Расстояние между деформационными швами (длина секции) назначается в зависимости от климатических и геологических условий, конструктивных особенностей подпорных стен, последовательности производства работ.

Расстояния между деформационными швами назначают для гравитационных подпорных стен, расположенных на скальном основании, не более 30 м, а на нескальном основании — по расчету, не допуская превышения расчетного сопротивления бетона на растяжение по подошве фундаментной плиты. При этом рекомендуется секции стены располагать на участках с однородным основанием. При расположении секции стены на неоднородном по ее длине основании предусматриваются временные деформационные швы с последующим их омоноличиванием после осадки отдельных частей секций.

Деформационные швы в подпорных стенах, возводимых на нескальных основаниях, должны иметь конструкцию, исключаящую взаимный навал соседних секций при неравномерных осадках. Уплотнения деформационных швов выполняются аналогично бетонным плотинам (см. § 5.2.5).

## 10.3. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

### 10.3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Давление грунта является специфической нагрузкой на подпорные стены и рассматривается в нормах проектирования подпорных стен СНиП II-55-79, а не в нормах на нагрузки и воздействия.

Давление грунта на тыловую грань подпорной стены — основная нагрузка на стену независимо от того, поддерживает ли стена обратную засыпку, естественный откос или потенциально оползающий массив.

Наиболее подробно изучено давление грунта обратной засыпки. Оно формируется в процессе производства работ и далее после окончания засыпки в процессе эксплуатации сооружения и этим отличается от всех других нагрузок на гидротехнические сооружения, которые рассматриваются как внешние воздействия и величина и направление их не зависят от условий эксплуатации этих сооружений. В процессе строительства, кроме веса грунта, формирующего его боковое давление, действуют такие факторы, как податливость стены, температурные воздействия, последовательность возведения стены и отсыпки грунта. При длительном производстве засыпки эти факторы приобретают существенное значение.

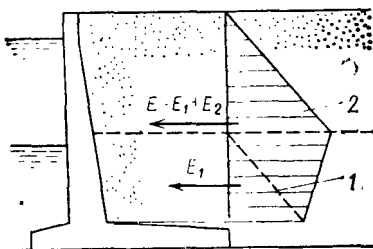


Рис. 10.5. Схема формирования давления грунта на тыловую грань стены при поэтапном возведении:

1 и 2 — эпюры давления этапов I и II возведения соответственно

Так, пока стена остается жестким сооружением в силу малой высоты, формируется давление грунта в состоянии покоя, определяемое по формулам (2.14) — (2.16). По мере увеличения высоты стены ее гибкость увеличивается, и когда перемещение сечения стены станет больше  $1/5000$  его высоты над фундаментом, выше этого сечения возникает активное давление грунта, определяемое по формулам (2.4) — (2.13) или по составленным по ним графикам или таблицам<sup>1</sup> [25]. На рис. 10.5 показана характерная схема формирования эпюры бокового давления грунта при поэтапном возведении стены и отсыпки грунта.

Поэтапное возведение, как правило, характерно для высоких подпорных стен. Для стен высотой до 10 м засыпка обычно производится в короткие сроки без существенных перерывов. При непрерывном способе возведения эпюра бокового давления грунта за стенами носит плавный характер и главным фактором, определяющим ее ординаты, является жесткость стены и основания.

Для стен, возводимых на скальном основании или входящих в состав доковых конструкций (например, стен судоходных шлюзов с неразрезным днищем), начальное (т.е. к началу эксплуатации) боковое давление грунта зависит только от гибкости стен, и в большинстве случаев для бетонных и железобетонных стен оно близко или равно давлению грунта в состоянии покоя; для стен, возводимых на податливом нескальном основании, начальное боковое давление грунта обычно близко или равно активному давлению, определяемому по гипотезе Кулона об образовании за стеной в засыпке призмы обрушения грунта.

Однако в обоих случаях начальное давление грунта может существенно отличаться от указанных величин. При высоких стенах, возводимых на скальном основании из нетрещиностойкого железобетона, при условии, что перемещение стены больше  $1/5000$  ее высоты, начальное давление грунта падает до значения активного давления или близкого к нему, а при нескальных основаниях, в массивных стенах, например ячеистой конструкции средней высоты и невысоких или при поэтапном возведении при температурных перемещениях стен, боковое давление грунта может быть больше активного и приближаться к давлению

<sup>1</sup> Яковлев П. И. Коэффициенты активного и пассивного давления грунта на стенки в сейсмических районах по теории предельного напряженного состояния. — Сб. научных трудов Одесского ин-та инж. морского флота, 1976, вып. 9.

нию в состоянии покоя. Наконец, начальное давление может сформироваться при жестких основаниях и большим, чем давление покоя, что будет происходить при длительном времени засыпки, когда успевают проявиться температурные перемещения стен на грунт.

Начальное давление грунта является минимальным, которое сохраняется и на эксплуатационный период. В период эксплуатации на подпорные стены, как правило, действуют внешние нагрузки, в том числе и горизонтальные. Такие нагрузки вызывают перемещения стены как в сторону засыпки, так и от нее, что в свою очередь вызывает возникновение сопротивления (дополнительного реактивного давления) этим нагрузкам как со стороны основания фундаментной плиты, так и со стороны грунта засыпки.

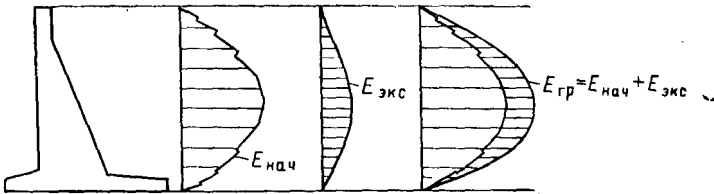


Рис. 10.6. Схема формирования полного давления грунта на тыловую грань стены

Дополнительное реактивное давление возникает от следующих нагрузок и воздействий: давления воды на лицевую грань стены в шлюзах, причальных сооружениях, каналах и т.п.; навала судов, проходящих или швартующихся к стенам; температурных воздействий, давления льда, неравномерной осадки и др. Две первые нагрузки вызывают перемещение стены на грунт; температурное воздействие может вызвать перемещение стены на грунт летом и от грунта — зимой.

Реактивное сопротивление грунта всегда направлено в сторону, противоположную направлению перемещения стены, вызываемому перечисленными нагрузками и воздействиями. Натурные наблюдения показывают, что реактивное сопротивление грунта засыпки и фундаментной плиты основания может достигать существенного значения и создавать усилия в сечениях конструкции, соизмеримые с усилиями, возникающими в процессе строительства (от 5 до 40%).

Полное суммарное давление грунта на тыловую грань определяется как сумма начального давления грунта, формирующегося в процессе строительства стены  $E_{нач}$ , и дополнительного реактивного давления  $E_{экс}$ , формирующегося в процессе эксплуатации сооружения (рис. 10.6).

$$E_{гр} = E_{нач} + E_{экс}. \quad (10.1)$$

Аналогично записывается выражение для ординаты эпюры суммарного давления грунта на тыловую грань стены

$$P_{гр} = P_{нач} + P_{экс}. \quad (10.2)$$

Дополнительное реактивное давление грунта определяется расчетом сооружения во взаимодействии с упругой невесомой средой с учетом влияния находящихся рядом сооружений по формулам, приведенным в § 10.3.3.

При расчетах сооружений III и IV классов и предварительных расчетах сооружений I и II классов, если засыпка не ограничена другим сооружением или крутым скальным откосом, действие дополнительного реактивного давления от изменения температуры консольных частей сооружения допускается учитывать увеличением изгибающего момента от давления грунта в состоянии покоя на 8% для песчаных и глинистых и 12% для крупнообломочных грунтов обратных засыпок.



На участках, где суммарное расчетное давление превышает пассивное давление, следует принимать пассивное давление по формулам (2.17)—(2.21) или таблицам<sup>1</sup>.

В табл. 2.9 приведены коэффициенты бокового давления  $\lambda_{п.г}$  в зависимости от угла внутреннего трения грунта засыпки  $\varphi$ , угла трения грунта на контакте с расчетной плоскостью  $\delta$  и угла наклона расчетной плоскости к вертикали  $\varepsilon$ .

В расчетах часто значения пассивного давления ограничивают. Если по проекту предусматривается специальное уплотнение грунта обратной засыпки, то коэффициент бокового давления грунта принимается по формулам или таблицам пассивного сопротивления грунта, но не более 3,0. Если специальное уплотнение не предусматривается, то коэффициент пассивного сопротивления грунта на фундаментную плиту со стороны лицевой грани (а также в случае жестких скальных оснований) рекомендуется принимать равным 1,0 (как для тяжелой жидкости).

Указанные ограничения расчетных значений пассивного сопротивления грунта связаны с тем, что для развития пассивного сопротивления требуются значительные перемещения стены, которые были бы достаточны для возникновения в грунте призмы или криволинейного тела выпора. Такие перемещения при жестких основаниях возможны только после полного разрушения контактной области, что выходит за рамки расчетных предпосылок для гидротехнических сооружений, а для не скальных грунтов основания развитие столь значительных смещений стены бессмысленно по условиям работы других элементов конструкции.

Активное  $p_c$  и пассивное  $p_c^*$  давления несвятого грунта с учетом сейсмического воздействия по СНиП 11-7-81 определяются по формулам

$$p_c = \rho_c g y \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta + \theta) (1 + \sqrt{z})^2}; \quad (10.3)$$

$$p_c^* = \rho_c g y \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos \varepsilon \cos(\varepsilon - \delta - \theta) (1 - \sqrt{z^*})^2}; \quad (10.4)$$

где

$$z = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \theta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\varepsilon - \alpha) \cos(\varepsilon + \delta + \theta)}; \quad (10.5)$$

$$z^* = \frac{\sin(\varphi + \alpha - \theta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\varepsilon - \alpha) \cos(\varepsilon - \delta - \theta)}. \quad (10.6)$$

При горизонтальном направлении сейсмического воздействия

$$\rho_c g = \frac{\rho g}{\cos \theta}; \quad (10.7)$$

при наклонном направлении сейсмического воздействия

$$\rho_c g = \rho g \frac{1 - 0,5AK_1}{\cos \theta}; \quad \text{tg } \theta = \frac{0,87AK_1}{1 - 0,5AK_1}; \quad (10.8)$$

где  $y$  — глубина рассматриваемой точки грани стены ниже поверхности грунта;  $\theta = \text{arctg} AK_1$  — угол отклонения от вертикали равнодействующей удельного веса грунта  $\rho g$  и сейсмической силы  $\rho g AK_1$ ;  $g$  — ускорение свободного падения;  $\varepsilon$  — угол наклона расчетной плоскости сооружения к вертикали, принимаемый со знаком «минус» при наклоне плоскости в сторону грунта;  $\delta$  — угол трения на контакте грунта с плоскостью сооружения;  $\alpha$  — угол наклона поверхности и

<sup>1</sup> См. сноску на 286 с.

слоев грунта к горизонтали, принимаемый со знаком «плюс» при отклонении поверхности вверх.

В случае водонасыщенного грунта в формулы (10.3) и (10.4) следует вводить вес взвешенного грунта ( $\rho - \rho_B$ )  $g$ , а сейсмическую силу  $\rho_{нас} g AK_1$  с учетом удельного веса насыщенного грунта; при этом угол отклонения равнодействующей равен

$$\theta = \arctg \frac{\rho_{нас}}{\rho - \rho_B} AK_1, \quad (10.9)$$

где  $\rho_B$  — плотность воды.

### 10.3.2. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ВНУТРЕННИЕ СТЕНЫ ЯЧЕЕК

При равномерно распределенной нагрузке  $q$  на уровне верха ячейки (рис. 10.7) и слоях грунта засыпки с разными характеристиками горизонтальная составляющая интенсивности давления  $\sigma_{a,r}$  на вертикальную поверхность стены на глубине  $y$  от верха ячейки определяется по формулам (2.14), (2.11) и (2.15).

Вертикальную составляющую давления грунта  $\sigma_{a,v}$  на эту же поверхность допускается определять по формуле

$$\sigma_{a,v} = \gamma \frac{F}{S \lambda_{ог} \operatorname{tg} \delta} - \left( \gamma \frac{F}{S \lambda_{ог} \operatorname{tg} \delta} - q \right) \exp \frac{S \lambda_{ог} \operatorname{tg} \delta}{F}, \quad (10.10)$$

где  $\gamma$  — удельный вес;  $F$ ,  $S$  — соответственно площадь и внутренний периметр ячейки;  $\lambda_{ог}$  — коэффициент бокового давления покоя, определяемый по (2.15);  $\delta$  — угол трения на контакте грунта с поверхностью стены.

### 10.3.3. ДОПОЛНИТЕЛЬНОЕ РЕАКТИВНОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА

Под дополнительным реактивным давлением грунта  $q_p$  следует понимать контактные напряжения на тыловой грани стены и подошве фундаментной плиты, возникающие в процессе эксплуатации под действием внешних сил и температурных воздействий, приложенных к полностью возведенным подпорным стенам.

Определение реактивного давления грунта производится расчетами напряженного и деформированного состояния стены совместно с грунтом засыпки и основания с учетом в необходимых случаях взаимного влияния одной стены на другую, передаваемого через основание и засыпку.

Задача об определении дополнительного реактивного давления грунта на подпорные стены в общем случае является нелинейной из-за изменения жесткости элементов стены как до образования трещин, так и после. В связи с этим расчеты проводятся методом последовательного приближения; как показывает практика, достаточно выполнить два-три приближения.

Расчет напряженного и деформированного состояния подпорных стен совместно с грунтом засыпки и основания разрешается проводить методами теории упругости, например методом конечных элементов, или методами строительной механики, схематизируя стену и ее связи с окружающим грунтом в виде стержневых систем. Расчеты рекомендуется выполнять на ЭВМ с помощью специальных программ.

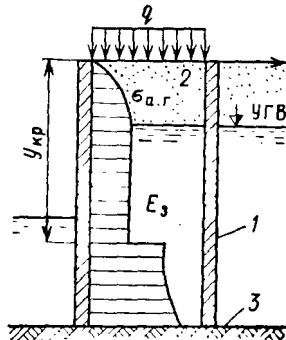


Рис. 10.7. Схема к определению давления грунта на внутренние стены ячеек:

1 — ячейка; 2 — грунт засыпки ячейки; 3 — основание ячейки

Жесткость в сечениях элементов для выполнения первого приближения задается с модулем упругости бетона равным  $0,4 E_b$  при длительных нагрузках и  $0,8 E_b$  при кратковременных нагрузках. В процессе выполнения последующих приближений производится уточнение жесткости сечений с учетом суммарных усилий, возникающих в сечениях в период строительства и эксплуатации, в соответствии с формулами для определения жесткости, приведенными в главе СНиП II-56-77.

Поскольку система стена—грунт обладает односторонними связями (т. е. на контакте стена—грунт возможны только сжимающие напряжения), в программах, используемых для расчета реактивного давления грунта в эксплуатационный период, должно предусматриваться отключение связей на контакте с грунтом при появлении растяжения, превышающего начальное давление грунта  $E_{нач}$ .

При несвязных грунтах засыпки или оснований рекомендуется рассматривать совместную работу стены с упругим основанием, характеризуемым коэффициентом упругого отпора (постели)  $k_z = q/s$ .

На участках контакта, где имеются связанные грунты, следует рассматривать совместную работу стены и оснований, характеризуемого модулем деформации  $E$ .

Коэффициент упругого отпора  $k_z$  зависит от вида грунта и длины участка контакта стены с грунтом.

Эюра коэффициентов упругого отпора засыпок за подпорными стенами принимается по глубине от нулевого значения на поверхности до некоторого заданного значения у низа засыпки. Характер изменения коэффициента упругого отпора по глубине принимается либо линейным, либо трапециевидальным с переломом на глубине 2,0—2,5 м.

Значения коэффициентов упругого отпора и характер его изменения по глубине рекомендуется принимать по опытным данным, полученным на сооружениях-аналогах. При отсутствии опытных данных рекомендуется принимать значения, руководствуясь данными табл. 10.1.

Если засыпка за подпорной стеной ограничена жесткой преградой, разрешается коэффициент упругого отпора определять по формуле:

$$k_z = k_z(y) = \frac{(1 - \mu) E}{(1 + \mu)(1 + 2\mu) L_{пр}}, \quad (10.11)$$

Где  $\mu$ ,  $E$  — коэффициент Пуассона и модуль деформаций грунта;  $L_{пр}$  — приведенная длина, принимаемая не более  $2/3$  высоты подпорной стены.

Модуль деформации связанных грунтов засыпок принимается на основании лабораторных исследований грунтов в нарушенном состоянии; грунтов оснований — по результатам как лабораторных, так и полевых исследований в ненарушенном состоянии; при этом следует учитывать процессы уплотнения и свойства ползучести грунтов.

При расчете на температурные воздействия определение углов поворота и продольных перемещений элементов подпорной стены производится по данным расчетных температур  $T$  и расчетных перепадов  $\Delta T$  (см. § 4.7.2).

## 10.4. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ

Расчеты подпорных стен производятся по двум группам предельных состояний (см. § 2.2):

по первой группе (по непригодности к эксплуатации) выполняются расчеты общей прочности, устойчивости против сдвига, опрокидывания или поворота относительно возможной оси вращения и против всплывания (выполняются только для стен на скальном основании); прочности или устойчивости отдельных элементов сооружений, а также их перемещений, приводящих к невозможности дальнейшей эксплуатации сооружения;

по второй группе (по непригодности к нормальной эксплуатации) выполняются расчеты местной прочности и устойчивости, перемещений и деформаций сооружений и их элементов, по образованию трещин, а также раскрытию трещин и строительных швов в подпорных стенах; деформации основания определяются для стен: на глинистых грунтах — от всех нагрузок, на крупнообломочных и песчаных — только от временных нагрузок эксплуатационного периода. Для всех нагрузок от грунта (вертикального давления от веса грунта и бокового давления грунта), определяемых с использованием расчетных параметров грунтов (угла внутреннего трения  $\varphi_{I, II}$ , сцепления  $c_{I, II}$  и удельного веса  $\gamma_{I, II}$ ), коэффициенты перегрузки принимаются равными единице.

Необходимо четко представлять себе направление действия бокового давления грунта на тыловую и лицевую грани стены:

а) давление покоя принимается направленным нормально к тыловой грани стены.

б) активное давление принимается направленным под углом  $\varphi/2$  к нормали к стене;

в) пассивное сопротивление грунта принимается также направленным под углом  $\varphi/2$  к нормали к поверхности;

г) составляющие дополнительного реактивного давления грунта принимаются направленными так, чтобы они не изменяли направления вектора основного давления грунта, т.е. активного или давления покоя.

#### 10.4.1. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ

Расчет устойчивости подпорных стен, возводимых на нескальных основаниях. Стены, возводимые на нескальных основаниях, рассчитываются на устойчивость по схеме плоского сдвига (рис. 10.8) — это основная схема проверки устойчивости стен. В соответствии со СНиП II-16-76 расчет устойчивости по схеме плоского сдвига производится при выполнении условия

$$\sigma_{max}/B\gamma_{гр} \leq B, \quad (10.12)$$

где  $\sigma_{max}$  — максимальное нормальное напряжение в основании стены, определяемое по формулам внецентренного сжатия;  $B$  — ширина подошвы стены;  $\gamma_{гр}$  — удельный вес грунта основания в состоянии, соответствующем расчетным условиям (если основание выше уровня воды,  $\gamma_{гр}$  принимается в состоянии естественной влажности, если ниже — во взвешенном состоянии);  $B$  — безразмерный критерий, равный 1 для оснований, сложенных плотными песчаными или гравелистыми грунтами, и 3, если основание сложено другими нескальными грунтами.

Расчеты устойчивости на плоский сдвиг, входящие в состав проверки по первому предельному состоянию, производятся по (2.1).

Применительно к подпорным стенам (рис. 10.8) значение сдвигающей силы  $N_p$  вычисляется по формуле

$$N_p = E_{гр.т}^{\Gamma} + E_{в.т}^{\Gamma} - E_{в.л}^{\Gamma} + P_{л}^{\Gamma}, \quad (10.13)$$

где  $E_{гр.т}^{\Gamma}$  — проекция давления грунта со стороны тыловой грани на плоскость сдвига;  $E_{в.т}^{\Gamma}$  и  $E_{в.л}^{\Gamma}$  — проекции давления воды (на тыловую и лицевую грани) на плоскость сдвига;  $P_{л}^{\Gamma}$  — сумма других внешних сил, приложенных к стене, спроектированная на ту же плоскость (швартовые усилия от причалежного судна, сейсмические воздействия при особых сочетаниях и т.п.).

Значение силы сопротивления  $R$  определяется по зависимости

$$R = N \operatorname{tg} \varphi + cF + E_{п}, \quad (10.14)$$

где  $N$  — сумма проекций всех сил, действующих на стену, на нормаль к плоскости сдвига, включая силы, перечисленные выше, в том числе собственный вес

стены  $G$  и противодавление воды  $W$  на подошву сооружения;  $tg\phi$  и  $c$  — соответственно коэффициент трения и сцепление по контакту стена—грунт площадью  $F$ ;  $E_{п}$  — пассивное сопротивление грунта.

Если условие (10.12) не удовлетворено, то рекомендуется выполнять проверку устойчивости по схеме смешанного или глубинного сдвига. Расчетная схема смешанного сдвига изображена на рис. 10.9. Такая схема заменяет проверку на выпор грунта из-под лицевой грани фундаментной плиты. Расчет по схеме смешанного сдвига используется в практике проектирования подпорных стен очень редко, метод расчета описан в СНиП II-16-76.

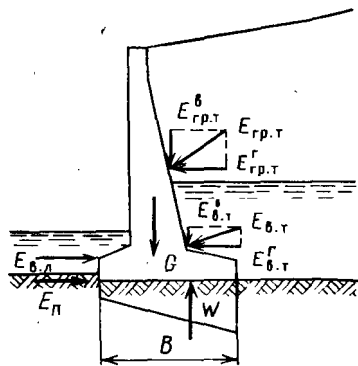


Рис. 10.8. Схема сил, действующих на подпорную стену, при проверке ее устойчивости по схеме плоского сдвига

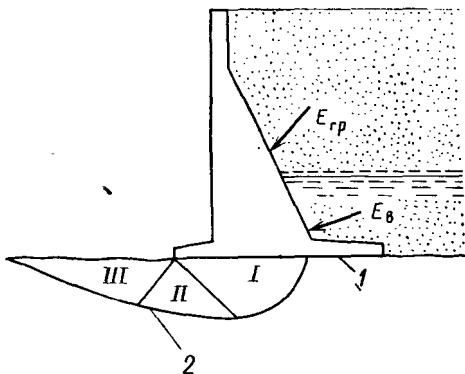


Рис. 10.9. Расчетная схема проверки устойчивости стены по схеме смешанного сдвига:

1 — участок плоского сдвига; 2 — криволинейный участок сдвига с выпором грунта; I, II, III — области предельного равновесия

Расчет устойчивости подпорных стен, возводимых на скальных основаниях. Рассматриваются две возможные формы потери устойчивости: 1) устойчивость на сдвиг по контакту стена—скальное основание; 2) устойчивость на опрокидывание.

Первая проверка — устойчивость на сдвиг — аналогична вышеописанному расчету устойчивости на плоский сдвиг стен на нескальных основаниях (рис. 10.8). Эта проверка является универсальной и производится независимо от каких-либо критериев, характеризующих напряженное состояние на подошве. Следует отметить, что поскольку скальные основания имеют высокие значения параметров сопротивления сдвигу, проверка устойчивости на сдвиг является определяющей только для высоких подпорных стен; в остальных случаях, как правило, проверка устойчивости на сдвиг носит формальный характер.

Проверка устойчивости стен на опрокидывание является специфической только для стен на прочных скальных основаниях, где невозможен выпор из-под фундаментной плиты.

При проверке устойчивости на опрокидывание рассматривается возможность поворота сооружения относительно некоторой точки  $O$  (рис. 10.10) под влиянием усилий, стремящихся опрокинуть сооружение и стремящихся удержать сооружение в первоначальном положении; проверка производится по зависимости (2.1), при этом под  $R$  подразумевается сумма моментов внешних сил, удерживающих стену в первоначальном положении, под  $N_p$  — сумма моментов внешних сил, стремящихся опрокинуть стену (заметим, что ни в ту, ни в другую сумму не входят прочностные характеристики). Проверка на опрокидывание выполня-

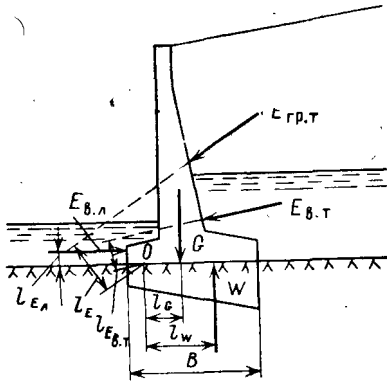


Рис. 10.10. Схема сил, действующих на подпорную стену, при проверке ее на опрокидывание

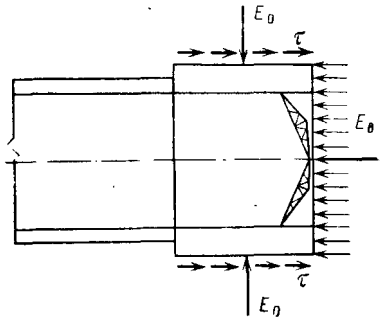


Рис. 10.11. Схема к расчету устойчивости на сдвиг голов судовых шлюзов

ется относительно точки  $O$  — центра сжатой зоны в подошве стены, определяемой по линейной эпюре. Отнесение действующих сил к удерживающим и опрокидывающим следует производить по равнодействующей усилия, а не по проекциям, как иногда ошибочно делается. Давление фильтрационной воды на подошву стены рассматривается как сила, опрокидывающая стену.

При проверке на устойчивость таких сооружений, как стены голов шлюзов или головы в целом, необходимо учитывать дополнительные силы сопротивления т. возникающие по боковым поверхностям стены, возводимой на нескальном основании (рис. 10.11). Учет этих сил может существенно увеличивать устойчивость на сдвиг. Поскольку такие сооружения имеют боковую засыпку, в предельном состоянии на боковых поверхностях возникают силы сопротивления сдвигу, которые следует прибавлять к аналогичным, возникающим на его подошве. Они определяются обычным выражением  $R' = E_0 \gamma \delta$ , где  $\delta$  рекомендуется принимать в запас равным  $\delta = \varphi/2$ .

При возведении стен на скальных основаниях оценка напряженного состояния на контакте с основанием может потребоваться в связи с необходимостью проектирования противофильтрационных устройств. С этой точки зрения нежелательно размещение цементационного уплотнения основания в пределах растянутой зоны. Расчет напряжений производится методом сопротивления материалов исходя из предположения о линейном законе распределения нормальных напряжений (см. § 1.8.8).

### 10.4.2. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ

Учет особенностей работы подпорных стен совместно с грунтом засыпки и основания, таких как изменение жесткости железобетонных сечений стены, ее фундаментной части после образования трещин ограниченного раскрытия, учет противодействия воды в расчетных сечениях в зависимости от напряженного состояния в данном сечении и т.д., улучшает работу сооружения, обеспечивая более равномерное распределение усилий по длине стены и плиты, уменьшая угловые усилия и концентрацию напряжений. Правильный учет названных особенностей позволяет получать более экономичные, равнопрочные конструкции.

При проектировании подпорных стен расчетом должны быть проверены следующие расчетные случаи: строительный, который очень часто определяет арматуру тыловой грани стены, эксплуатационный нормальный и эксплуатационный особый, в котором должны учитываться такие экстремальные условия работы

стены, которые могут быть вызваны нарушением нормальной работы дренажа, внезапным обрывом швартовых крупного судна и т. п.

Особый расчетный случай должен рассматриваться для стен, расположенных в сейсмически активных районах страны, когда должны учитываться инерционные силы, приложенные к массе самой стены, и увеличение давления грунта на тыловую грань стены. Сейсмические воздействия должны учитываться в соответствии с указаниями СНиП II-7-81.

При расчетах прочности подпорных стен высотой менее 10 м расчет выполняется по методу сопротивления материалов. Учитываются нагрузки: в строительный период собственный вес стены и ее фундаментной конструкции, давление грунта; в эксплуатационном случае к нагрузкам строительного периода прибавляются давление воды с тыловой и лицевой граней, полезная нагрузка на засыпке, усилия от причаливающих судов, давление фильтрационной воды на фундаментную плиту.

Определение напряжений в сечениях стены и фундаментной плиты производится по формулам внецентренного сжатия (см. § 1.8.8). Определение контактных напряжений в основании, которое необходимо для расчетов усилий в фундаментной плите, производится также по формулам внецентренного сжатия для нормальных напряжений, а эпюра касательных напряжений может приниматься в виде прямоугольника.

По усилиям, определенным в сечениях стены, производится подбор продольной и поперечной арматуры в соответствии с указаниями СНиП II-56-77. Важным элементом расчета прочности подпорных стен является также проверка нижнего сечения стены на поперечную силу и на ограниченное раскрытие трещин. В целях упрощения производства работ желательно, чтобы в нижнем сечении стены по расчету не требовалась установка хомутов или отгибов.

При расчетах подпорных стен средней высоты и высоких приближенные расчетные схемы могут привести как к перерасходу арматуры, так и к недостаточной надежности отдельных сечений. Поэтому в этих случаях расчетная схема включает в себя расчеты подпорных стен совместно с упругим основанием и засыпкой. Упругие характеристики основания для скальных и плотных глинистых нескальных оснований принимаются в виде модуля деформации, а для засыпок из песчаных и песчано-гравелистых грунтов в виде коэффициента постели.

Расчетные значения модуля деформации грунтов устанавливаются либо по данным полевых экспериментальных исследований, если подпорные стены проектируются для крупного объекта, либо на основании литературных источников или рекомендаций нормативных документов.

Коэффициенты постели несвязных грунтов определяются по зависимости:

$$k_z = \frac{E_{\text{нр}}}{m_{\alpha} B_p (1 - \mu^2)}, \quad (10.15)$$

где  $E_{\text{нр}}$  — приведенный модуль деформации грунта, осредненный для неоднородных грунтов;  $B_p$  — расчетная ширина подошвы фундаментной плиты или высота стены;  $\mu$  — коэффициент Пуассона;  $m_{\alpha}$  — коэффициент, зависящий от соотношения опорной ширины  $B$  и мощности сжимаемого слоя  $H$ ; при  $2H/B = 1$  для  $B/L = 1$   $m_{\alpha} = 0,39$ ; для  $B/L = 2$   $m_{\alpha} = 0,43$ ; для  $B/L = 10$   $m_{\alpha} = 0,46$ ;  $L$  — длина фундамента.

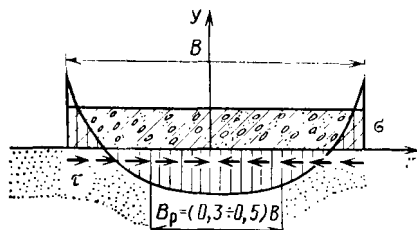


Рис. 10.12. Схема к обоснованию численных значений коэффициента постели несвязных грунтов при осесимметричных нагрузках

Коэффициент постели не является физико-механической константой данного грунта, а зависит от ряда факторов, в том числе от расчетной длины опорной площади, характера эпюры контактных напряжений и т.п. В частности, при осесимметричной нагрузке (рис. 10.12) под  $B_p$  следует понимать от 0,3 до 0,5 полной длины опорной ширины  $B$ ; для расчета касательных напряжений при учете температурных воздействий  $B_p = 0,5 B$ .

В табл. 10.1 приведены значения коэффициентов постели для однозначной и относительно симметричной нагрузки. При других видах эпюр контактных напряжений нужно вводить поправку на расчетную длину опорной площади, увеличивая соответственно значения коэффициентов постели.

Таблица 10.1. Коэффициенты постели (упругого отпора) несвязных грунтов,  $\text{MN}/\text{m}^3$

Виды грунтов	Коэффициент пористости	Высота стены, м		
		10	20	30
Горная масса	0,30	20	13	9
	0,45	16	10,5	7
	0,55	12	8	5
Гравийно-галечный грунт	0,30	18	12	8
	0,40	15	9,5	6
	0,50	11	7	4
Песок крупнозернистый	0,45	16	11	7
	0,55	13	9	5,5
	0,65	10	6	3,5
Песок среднезернистый	0,45	14	10	6
	0,55	11	7,5	4,5
	0,65	8,5	5	3
Песок мелкозернистый	0,45	14	10	6
	0,55	11	7,5	4,5
	0,65	8,5	5	3

Как правило, подпорные стены проектируются как нетрещиностойкие конструкции, поэтому после образования трещин жесткость сечения уменьшается, иногда в несколько раз. В СНиП II-56-77 численное значение уменьшения жесткости связывается с длительностью воздействий нагрузок на конструкцию: жесткость железобетонного сечения после образования трещины при длительных нагрузках в 2 раза меньше, чем при кратковременных, и составляет в среднем 0,4 полной жесткости сечения.

На рис. 10.13—10.16 показаны примеры железобетонных подпорных стен уголкового типа, запроектированных для различных гидроузлов и располагаемых на скальном основании, скальном откосе и бетонных массивах. Во всех случаях благодаря учету совместной работы стены и засыпки расчетная арматура получена только по тыловой грани стены и верхней грани фундаментной плиты.

При приближенном учете совместной работы стены с основанием была выявлена необходимость установки расчетной арматуры на нижней грани фундаментной плиты. Однако она не была поставлена, поскольку в рассматриваемых примерах арматура сможет работать только после смещения плиты по основанию, что при имеющихся небольших растягивающих напряжениях нереально. Проявляется так называемое кондукторное действие скального основания, претворяющее взаимное перемещение подошвы стены и основания, и потому установка расчетной арматуры не нужна.



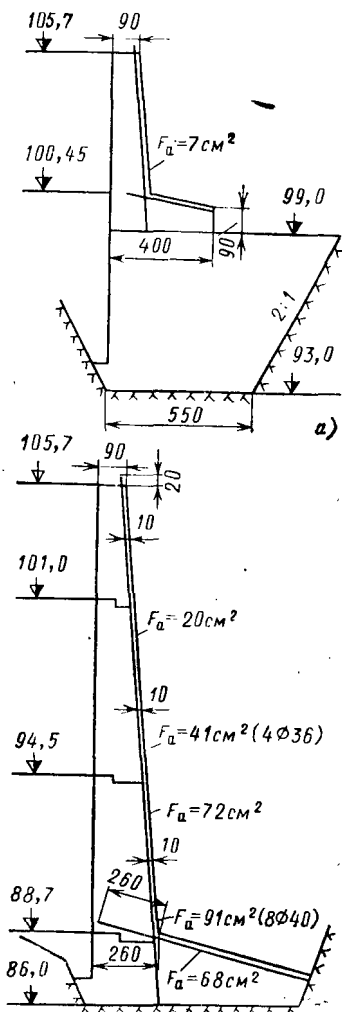


Рис. 10.13. Железобетонные подпорные стены:  
а — на бетонном массиве; б — на скальном основании

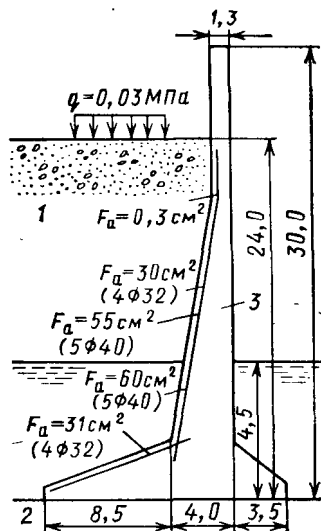


Рис. 10.14

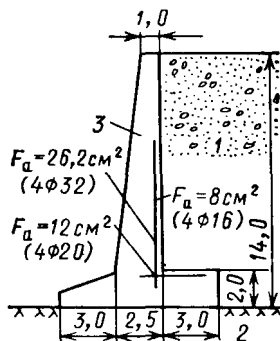


Рис. 10.15

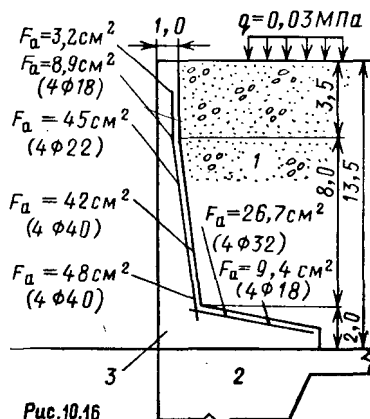


Рис. 10.16

Рис. 10.14. Сопрягающая с земляной плотной подпорная стена на скальном основании:  
1 — аллювий; 2 — сланцы,  $E_0 = 7000 \text{ МПа}$ ; 3 — бетон М 250

Рис. 10.15. Подпорная стена продольной перемычки:  
1 — суглинок; 2 — выветрелые сланцы,  $E_0 = 6000 \text{ МПа}$ ; 3 — бетон М 250

Рис. 10.16. Подпорная стена отводящего канала:  
1 — гравийно-галечная смесь; 2 — бетон; 3 — бетон М 250

## ПРИЛОЖЕНИЕ 1

### НЕКОТОРЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ БЕТОННЫХ ПЛОТИН

В табл. П.1.1—П.1.3 приведены краткие сведения о природных условиях (среднегодовом среднем годовая температура, расчетная сейсмичность и скальные грунты основания) строительных площадок наиболее крупных отечественных и зарубежных гравитационных, арочных и контрфорсных плотин соответственно, а также основные показатели плотин (высота, значение гидростатической нагрузки на плотину, объемы бетона плотины и скальной врезки).

По показателю  $v$  — расходу бетона на 1 МН силы гидростатического давления отечественные и зарубежные гравитационные плотины близки (табл. П.1.1); характерно, что значение  $v$  для гравитационных плотин колеблется в незначительных пределах от 76 до 84 м<sup>3</sup>/МН. Показатель  $n$  (отношение объемов скальной врезки и бетона плотины), который существенно зависит от геологических и топографических условий, для отечественных плотин колеблется в пределах от 0,006 (Токтогульская плотина) до 0,68 (Усть-Каменогорская), для зарубежных — от 0,27 до 1,36.

По показателю  $v$  отечественные арочные плотины занимают промежуточное положение среди наиболее экономичных зарубежных аналогов (табл. П.1.2). При этом следует отметить, что запроектированные в начале 60-х годов Чиркейская и Ингурская плотины имеют: обе — массивную пробку в основании, вторая — массивное седло вдоль опорного контура; эти конструктивные мероприятия, осуществленные с целью ослабить влияние разломов и зон с пониженными физико-механическими параметрами основания на напряженное состояние сооружений, повысили материалоемкость этих плотин. Саяно-Шушенская плотина строится в районе с суровым климатом с уникальными высотой и длиной по гребню, поэтому ее повышенная материалоемкость вполне оправдана.

Сравнивая параметр  $v$  для арочных плотин с аналогичным показателем для гравитационных плотин, видно, насколько более эффективно используется несущая способность бетона и скального основания арочных плотин по сравнению с гравитационными: для арочных плотин  $16 < v < 52$ , для гравитационных  $76 < v < 84$ . Однако следует отметить, что арочные плотины требуют большую врезку в скальное основание (показатель  $n$  колеблется от 0,14 до 1,46), чем гравитационные плотины, и за счет этого гидростатическая нагрузка на арочную плотину несколько возрастает по сравнению с гравитационной плотиной в этом же створе.

Таблица П.1.1. Гравитационные плотины на скальных основаниях

Плотина, страна, год окончания строительства	Природные условия района строительства			Основные показатели плотины					
	Среднеголетняя среднегодовая температура, °С	Сейсмичность, балл	Породы основания	$H$ , м	$E_B$ , $10^6$ МН	$V_6$ , $10^6$ м <sup>3</sup>	$v = V_6/E_B$ , м <sup>2</sup> /МН	$V_{ск}$ , $10^6$ м <sup>3</sup>	$\eta = V_{ск}/V_6$
Усть-Каменогорская, СССР, 1953	—	Нет	Габбро	65	—	0,37	—	0,25	0,68
Братская, СССР, 1963	-2,6	Нет	Диабазы	125	5,82	4,42	76	0,70	0,16
Мамаканская, СССР, 1963	—	Нет	Сланцы	58	—	0,23	—	0,08	0,35
Бухтарминская, СССР, 1966	—	Нет	Габбро	90	—	0,87	—	0,32	0,36
Красноярская, СССР, 1970	-0,9	Нет	Граниты	124	5,22	4,39	84	1,34	0,30
Усть-Илимская, СССР, 1976	-3,9	Нет	Диабазы	105	5,00	3,80	77	0,54	0,14
Токтогульская, СССР, 1976	—	9	Известняки	215	—	3,24	—	0,02	0,006
Курпсайская, СССР, строится	+12,8	9	Аргиллиты, песчаники	113	0,97	0,814	84	0,37	0,46
Бхакра, Индия, 1964	+26,5	9	Базальты, песчаники	226	4,62	3,83	83	—	—
Альпа-Джера, Италия, 1964	+7,8	7	Гнейсы	178	2,37	1,80	76	—	—
Наглу, Афганистан, 1967	—	—	>	104	—	0,56	—	0,40	0,71
Сарранс, Франция, 1970	—	—	>	113	—	0,45	—	0,20	0,44
Либби, США, 1972	+7,0	8	Граниты	132	3,42	2,75	80	3,66	1,33
Дворжак, США, 1973	+10,0	8,5	Андезиты	219	6,45	5,25	82	1,40	0,27
Кебан, Турция, 1973	—	—	Известняки	149	—	2,95	—	4,00	1,36
Пайн-Флет, США, 1974	—	—	Амфиболиты	134	—	1,68	—	0,64	0,38

Обозначения:  $H$  — высота плотины;  $E_B$  — равнодействующая гидростатического давления на вертикальную плоскость, проходящую через верхнюю хорду плотины;  $V_6$  — объем бетона плотины;  $V_{ск}$  — объем скальной врезки;  $v$  — расход бетона на 1 МН силы гидростатического давления;  $\eta$  — относительный объем скальной врезки.

Таблица П.1.2. Арочные плотины

Плотина, страна, год окончания строительства	Природные условия района строительства			Основные показатели плотин									
	Среднегого-летняя среднегодовая температура, °С	Сейсмичность, балл	Породы основания	H, м	L, м	B, м	$\beta = \frac{B}{H}$	$\frac{L}{H}$	$V_G \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$E_B \cdot 10^4 \text{ МН}$	$v = \frac{V_G}{E_B}, \text{ м}^3/\text{МН}$	$V_{GR} \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$\eta = V_{GR}/V_G$
Чиркейская, СССР, 1976	12,0	8—9	Известняки	233	275	65	0,270	1,18	1,22	4,30	28	1,26	1,03
Ингурская, СССР, строится	12,3	8—9	»	271	752	86	0,316	2,77	3,96	10,69	37	1,93	0,49
Саяно-Шушенская, СССР, строится	1,0	7	Метаморфизованные сланцы	242	1070	102	0,436	4,56	8,65	16,70	52	2,04	0,24
Худонская, СССР, проект	10,7	8	Порфириты	197	450	40	0,203	2,28	1,47	4,01	36	—	—
Санта-Джюстина, Италия, 1950	10,5	8	Известняки, доломиты	152	124	16	0,105	0,83	0,11	0,71	16	—	—
Тинь, Франция, 1952	—	—	Известняки	181	295	44,5	0,245	1,63	0,63	—	—	0,09	0,14
Вайонт, Италия, 1959	13,0	8	»	265	190	23	0,087	0,71	0,36	2,00	18	—	—
Кариба, Зимбабве, 1959	—	—	Гнейсы	128	625	20	0,159	4,65	1,00	—	—	—	—
Монтейнар, Франция, 1962	—	—	Известняки	156	218	41,6	0,267	1,40	0,45	—	—	0,08	0,18
Реза Шах Пехлеви, Иран, 1963	22,5	9	Конгломераты	203	215	21	0,103	1,06	0,46	2,02	23	—	—
Мовуазен, Швейцария, 1963	0,4	8	Известняковые сланцы	237	520	54	0,224	2,26	2,10	5,10	41	—	—
Глен Каньон, США, 1964	—	7—8	Песчанки	216	458	91,5	0,424	2,12	3,74	—	—	1,27	0,34
Контра, Швейцария, 1965	16,0	8	Гнейсы, известняки	220	380	25	0,130	1,73	0,67	3,14	21	0,53	0,75
Альмендра, Испания, 1965	—	—	Граниты	197	576	36	0,178	2,8	2,19	—	—	1,11	0,51

Плотина, страна, год окончания строительства	Природные условия района строительства			Основные показатели плотны									
	Среднего- летняя сред- негодовая температура, °С	Сейсмич- ность, балл	Породы основания	H, м	L, м	B, м	$\beta = \frac{B}{H}$	$\frac{L}{H}$	$V_0, 10^6 \text{ м}^3$	$E_B, 10^4 \text{ МН}$	$\frac{V_0}{E_B} = \frac{E_B}{\text{МН}}$ , м <sup>3</sup> /МН	$V_{\text{СК}}, 10^6 \text{ м}^3$	$n = \frac{V_{\text{СК}}}{V_0}$
Куробе-4, Япония, 1966	—	—	Граниты	194	475	40	0,213	1,97	1,50	—	—	—	—
Копс, Австрия, 1966	0,5	7—8	Амфиболиты	120	420	—	—	3,50	0,42	0,99	42	0,20	0,48
Моссирок, СКА, 1968	—	—	Андезиты	186	535	38,1	0,206	2,9	0,99	—	—	0,58	0,58
Шах Аббас Кабир, Иран, 1970	—	—	Сланцы	100	480	28,7	0,300	4,8	0,56	—	—	0,28	0,50
Альдеадавида, Испания, 1972	—	—	Граниты	140	—	—	—	—	0,85	—	—	0,20	0,24
Эмоссон, Швейцария, Франция, 1974	3,0	8	Плотные гнейсы	182	493	48	0,265	2,70	1,10	3,23	34	—	—
Кельнбрейн, Австрия, 1977	0,6	8—9	Гнейсы	199	538	41	0,206	2,70	1,55	4,32	36	—	—
Нью Буллардс Бар, США, строится	—	—	Порфириты	194	580	59	0,304	2,99	2,07	—	—	3,00	1,46
Кабора Басса, Мозам- бик, строится	—	—	Граниты	167	299	—	—	1,91	0,85	—	—	1,10	1,29

Обозначения: L — длина плотины по гребню; B — толщина плотины по низу плотины;  $\beta$  — коэффициент стройности. Остальные обозначения см. в табл. П.1.1.

Таблица П.1.3. Контрфорсные плотины

Плотины, страна, год окончания строительства	Природные условия района строительства		Основные показатели плотины									Особенности конструкций
	Сейсмич- ность, балл	Породы основания	H, м	L, м	Наклон граней		$V_G \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$E_B \cdot 10^4 \text{ МН}$	$v = V_G/E_B \cdot$ $\text{м}^3/\text{МН}$	$V_{CK} \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$\frac{V_{CK}}{v} = \frac{V_{CK}}{V_G}$	
					верхо- вой	низо- вой						
Зейская, СССР, 1978	9	Диориты	115	710	0,15	0,80	2,20	2,89	76	0,72	0,34	С массивными оголов- ками (на многоводной реке)
Андижанская, СССР, 1979	9	Сланцы, хлориты	115	1180	0,50	0,50	3,70	4,46	83	—	—	Со сдвоенными контр- форсами и массивными оголовками
Кировская, СССР, 1980	8	Песчаники, сланцы	83	258	0,45	0,45— 0,70	0,33	0,4	80	—	—	—
Ачипа, Италия, 1952	7	Песчаники	112	253	0,45	0,45	0,32	—	—	—	—	Со сдвоенными контр- форсами
Икава, Япония, 1957	9	Сланцы	104	243	0,55	0,55	0,43	—	—	—	—	—
Хатанаги-1, Япония, 1962	9	Сланцы	125	275	0,50	0,43	0,58	—	—	—	—	Массивно-контрфорс- ная
Менжиль, Ирак, 1963	9	Андезиты, базальты	104	425	0,40	0,60	0,70	—	—	0,16	0,23	Массивно-контрфорс- ная с полигональным оголовком
Альбинья, Швейцария, 1959	8	Граниты	116	755	0	0,77	0,97	—	—	—	—	С облегченными контр- форсами
Фераназ Пехлеви, Иран, 1958	9	Кварцы, сланцы	104	450	0,47	0,47	0,76	—	—	—	—	—
Даниэль Джонсон, Канада, 1968	7	Граниты	213	1300	0,60	0,65	2,20	4,78	46	0,50	0,23	Многоарочная, водо- сбросная
Итайпу, Бразилия, строится	8	Базальты, долериты	196	1504	0,25	0,72	7,60	12,06	63	—	—	Массивно-контрфорс- ная

Обозначения: см. в табл. П.1.1 и П.1.2.

ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ, ОПОРНЫЕ РЕАКЦИИ, ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ  
И ПРОГИБЫ ОДНОПРОЛЕТНЫХ БАЛОК

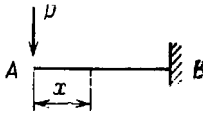
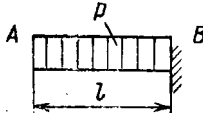
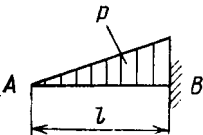
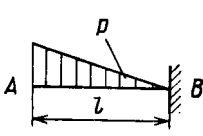
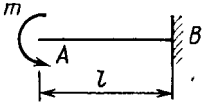
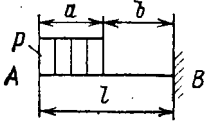
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
1. Консольные балки			
	$B = P; Q_x = -P$	$M_x = -Px; M_B = -Pl$	$f_A = \frac{Pl^3}{3EJ}$
	$B = pl; Q_x = -px$	$M_x = -\frac{px^2}{2}; M_B = -\frac{pl^2}{2}$	$f_A = \frac{pl^4}{8EJ}$
	$B = \frac{pl}{2}; Q_x = -\frac{pxx}{2}$ $p_x = \frac{px}{l}$	$M_x = -\frac{px^3}{6l}; M_B = -\frac{pl^2}{6}$	$f_A = \frac{pl^4}{30EJ}$
	$B = \frac{pl}{2}; Q_x =$ $= -p\left(x - \frac{x^2}{2l}\right)$	$M_x = -\frac{px^2}{2}\left(1 - \frac{x}{3l}\right); M_B = -\frac{pl^2}{3}$	$f_A = \frac{11pl^4}{120EJ}$

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$B = 0; Q_x = 0$	$M_x = M_B = -m$	$f_A = \frac{ml^2}{2EJ}$
	$B = pa;$ при $x \leq a$ $Q_x = -px;$ при $x \geq a$ $Q_x = -pa$	При $x \leq a$ $M_x = -\frac{px^2}{2};$ при $x \geq a$ $M_x = -pa\left(x - \frac{a}{2}\right);$ $M_B = -pa\left(l - \frac{a}{2}\right)$	$f_A = \frac{pl^4}{24EJ} \left(3 - 4\frac{b^3}{l^3} + \frac{b^4}{l^4}\right)$

2. Балки на двух опорах

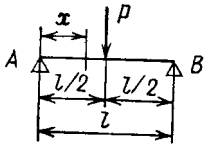
	$A = B = \frac{P}{2};$ $Q_x = \pm \frac{P}{2}$	При $x \leq \frac{l}{2};$ $M_x = \frac{Px}{2}$ При $x \geq \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{P(l-x)}{2}$	$f_{max} = \frac{Pl^3}{48EJ}$
---	---	---	-------------------------------



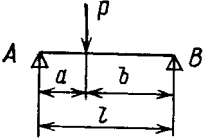
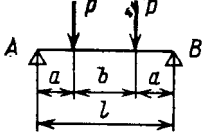
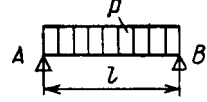
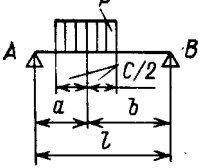
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$A = \frac{Pb}{l}; B = \frac{Pa}{l};$ при $x \leq a$ $Q_x = \frac{Pb}{l};$ при $x \geq a$ $Q_x = -\frac{Pa}{l}$	При $x \leq a$ $M_x = \frac{Pb}{l} x;$ при $x \geq a$ $M_x = \frac{Pa}{l} (l-x);$ $M_{max} = \frac{Pab}{l}$	$f_{max} = \frac{Pb}{3EJl} \sqrt{\left(\frac{a^2 + 2ab}{3}\right)^3}$ (при $x = \sqrt{\frac{a}{3}(a+2b)}$ )
	$A = B = P;$ при $x < a$ $Q = P;$ при $a < x < a+b$ $Q = 0$	При $x < a$ $M_x = Px;$ при $a < x < a+b$ $M_x = M_{max} = Pa$	$f_{max} = \frac{Pa}{24EJ} (3l^2 - 4a^2)$
	$A = B = \frac{pl}{2};$ $Q_x = \frac{pl}{2} \left(1 - \frac{2x}{l}\right)$	$M_x = \frac{px}{2} (l-x);$ $M_{max} = \frac{pl^2}{8}$	$f_{max} = \frac{5pl^4}{384EJ}$
	$A = \frac{pcb}{l};$ $B = \frac{pca}{l};$ при $x < a - c/2$	При $x < a - c/2$ $M_x = Ax;$ при $a - c/2 < x < a + c/2$ $M_x = Ax - p/2 (x - a + c/2)^2;$	$f_{max} = \frac{pc}{6EJ} \times$ $\times \left[ \frac{ab}{l} \left( 2al - 2a^2 - \frac{c^2}{4} \right) + \frac{c^3}{64} \right]$ при $x = a$

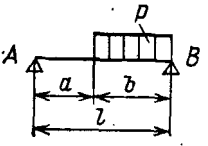
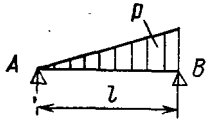
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$Q_x = A;$ при $a - c/2 < x < a + c/2$ $Q_x = A - p(x - a + c/2)$	$M_{max} = \frac{pabc}{l} \left(1 - \frac{c}{2l}\right)$	
	$A = \frac{pb^2}{2l}; B = \frac{pb}{2l}(l+a);$ при $x < a$ $Q_x = \frac{pb^2}{2l};$ при $x > a$ $Q_x = \frac{pb^2}{2l} - p(x-a)$	При $x < a$ $M_x = Ax;$ при $x > a$ $M_x = Ax - \frac{p(x-a)^2}{2};$ $M_{max} = \frac{pl^2}{8} \left(1 - \frac{a^2}{l^2}\right)^2$ (при $x = \frac{b^2}{2l} + a$ )	При $x < a$ $f_x = \frac{pb^2 x}{24EJl} (2l^2 - b^2 - 2x^2);$ при $x > a$ $f_x = \frac{p}{24EJl} \times$ $\times [b^2(2l^2 - b^2)x + l(x-a)^4 - 2b^2 x^3]$
	$A = \frac{pl}{6}; B = \frac{pl}{3};$ $Q_x = \frac{p}{2l} \left(\frac{l^2}{3} - x^2\right)$	$M_x = \frac{px}{6l} (l^2 - x^2);$ $M_{max} = 0,064pl^2$ (при $x = 0,577l$ )	$f_{max} = 0,00652 \frac{pl^4}{EJ}$ (при $x = 0,51913l$ )

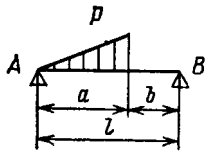
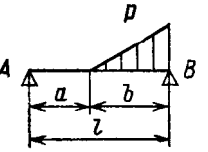
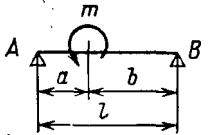
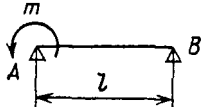
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$A = \frac{pa}{2} \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{a}{l} \right);$ $B = \frac{pa^2}{3l};$ <p>при <math>x &lt; a</math></p> $Q_x = \frac{pa}{2} \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{a}{l} \right) - \frac{px^2}{2a};$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $Q_x = -\frac{pa^2}{3l}$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = \frac{px}{2} \left[ a \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{a}{l} \right) - \frac{x^2}{3a} \right];$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $M_x = \frac{pa^2}{3} \left( 1 - \frac{x}{l} \right);$ $M_{max} = \frac{pa^2}{9l} \sqrt{1 - \frac{2}{3} \frac{a}{l}} \times (l + 2b)$ <p>(при <math>x = a \sqrt{1 - \frac{2}{3} \frac{a}{l}}</math>)</p>	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{pa^3 x}{360EJ} \left( 3 \frac{x^4}{a^4} - 30 \frac{x^2}{a^2} + 20 \frac{x^2}{al} + 40 \frac{l}{a} - 45 + 12 \frac{a}{l} \right);$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $f_x = \frac{pa^4}{340EJ} \left[ 20 \frac{x^3}{a^2 l} - 60 \frac{x^2}{a^2} + \frac{x}{a} \left( 40 \frac{l}{a} + 12 \frac{a}{l} \right) - 12 \right]$
	$A = \frac{pb^2}{6l};$ $B = \frac{pb}{2} \left( 1 - \frac{b}{3l} \right);$ <p>при <math>x &lt; a</math> <math>Q_x = A</math>;</p> <p>при <math>x &gt; a</math></p> $Q_x = A - \frac{p}{2b} (x - a)^2$	<p>При <math>x &lt; a</math> <math>M_x = Ax</math>;</p> <p>при <math>x &gt; a</math></p> $M_x = Ax - \frac{p}{6b} (x - a)^3;$ $M_{max} = \frac{pb^2}{6l} x - P \frac{(x - a)^3}{6b}$ <p>(при <math>x = a + b \sqrt{\frac{b}{2l}}</math>)</p>	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{pb^2 x}{360EJl} (10l^2 - 3b^2 - 10x^2);$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $f_x = \frac{pb^4}{360EJ} \left[ 3 \left( \frac{x - a}{b} \right)^5 - 10 \frac{x^3}{b^2 l} + 10 \frac{lx}{b^2} - 3 \frac{x}{l} \right]$

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$A = -B = \frac{m}{l};$ $Q_x = \frac{m}{l}$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = \frac{mx}{l}; \quad M_A = \frac{ma}{l};$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $M_x = m \left( 1 - \frac{x}{l} \right);$ $M_a = -\frac{mb}{l}$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{mx}{6EJl} (l^2 - 3b^2 - x^2);$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $f_x = \frac{m(l-x)}{6EJl} (x^2 + 3a^2 - 2lx)$
	$A = -B = \frac{m}{l};$ $Q_x = \frac{m}{l}$	$M_x = m - \frac{m}{l} x;$ $M_{max} = m$	$f_{max} = -0,0642 \frac{ml^2}{EJ}$ <p>(при <math>x = 0,4226l</math>)</p>

3. Балки на двух опорах с одним защемленным концом

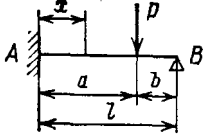
	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $Q_x = A$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $Q_x = -B;$ $A = \frac{Pb}{2l} \left( 3 - \frac{b^2}{l^2} \right);$ $B = \frac{Pa^2}{2l^2} \left( 2 + \frac{b}{l} \right)$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = M_A + Ax;$ $M_A = -\frac{Pab}{2l} \left( 1 + \frac{b}{l} \right);$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $M_x = M_A + Ax + P(x-a);$ $M_{max} = Bb$ <p>(при <math>x = a</math>)</p>	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{x^2}{6EJ} (3M_A + Ax);$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $f_x = \frac{x^2}{6EJ} (3M_A + Ax) + \frac{P(x-a)^3}{6EJ}$
---	--	---	---

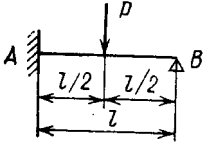
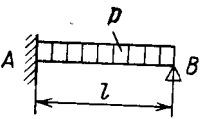
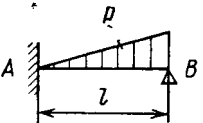
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогныбы
	$A = \frac{11}{16} P;$ $B = \frac{5}{16} P$	$M_A = -\frac{3}{16} Pl;$ $M_{l/2} = \frac{5}{32} Pl$	$f_{l/2} = \frac{7}{768} \frac{Pl^3}{EJ};$ $f_{max} \approx 0,00933 \frac{Pl^3}{EJ}$
	$Q_x = pl \left( \frac{5}{8} - \frac{x}{l} \right);$ $A = \frac{5}{8} pl;$ $B = \frac{3}{8} pl$	$M_x = -\frac{pl^2}{8} \left( 1 - \frac{5x}{l} + \frac{4x^2}{l^2} \right);$ $M_A = -\frac{pl^2}{8};$ $M_{max} = \frac{9}{128} pl^2$ <p>(при <math>x = 0,625l</math>)</p>	<p>При <math>x = \frac{l}{2}</math></p> $f_{l/2} = \frac{pl^4}{192EJ};$ $f_{max} = \frac{pl^4}{185EJ}$ <p>(при <math>x = 0,579l</math>)</p>
	$Q_x = \frac{pl}{40} \left( 9 - 20 \frac{x^2}{l^2} \right);$ $A = \frac{9}{40} pl;$ $B = \frac{11}{40} pl$	$M_x = -\frac{pl^2}{120} \left( 7 - 27 \frac{x}{l} + 20 \frac{x^3}{l^3} \right);$ $M_A = -\frac{7}{120} pl^2;$ $M_{max} = \frac{pl^2}{23,6}$ <p>(при <math>x = 0,671l</math>)</p>	<p>При <math>x = \frac{l}{2}</math></p> $f_{l/2} = \frac{pl^4}{349EJ};$ $f_{max} = \frac{pl^4}{327,8EJ}$ <p>(при <math>x = 0,598l</math>)</p>

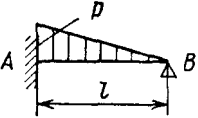
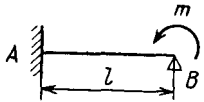
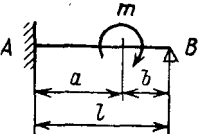
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$Q_x = \frac{pl}{10} \left( 4 - 10 \frac{x}{l} + 5 \frac{x^2}{l^2} \right);$ $A = \frac{2}{5} pl;$ $B = \frac{1}{10} pl$	$M_x = -\frac{pl^2}{30} \left( 2 - 12 \frac{x}{l} + 15 \frac{x^2}{l^2} - 5 \frac{x^3}{l^3} \right);$ $M_A = -\frac{pl^2}{15};$ $M_{max} = \frac{pl^2}{33,6} \text{ (при } x=0,553l \text{)}$	<p>При <math>x = \frac{l}{2}</math></p> $f_{l/2} = \frac{pl^4}{426,6EJ};$ $f_{max} = \frac{pl^4}{418,6EJ}$ <p>(при <math>x=0,552l</math>)</p>
	$Q_x = \frac{3}{2} \frac{m}{l};$ $A = \frac{3}{2} \frac{m}{l};$ $B = -\frac{3}{2} \frac{m}{l}$	$M_x = \frac{m}{2} \left( 1 - 3 \frac{x}{l} \right);$ $M_A = -\frac{m}{2}$	$f_{max} = \frac{ml^2}{27EJ}$ <p>(при <math>x = \frac{2}{3} l</math>)</p>
	$Q_x = A;$ $A = -\frac{3m}{2l} \left( 1 - \frac{b^2}{l^2} \right);$ $B = \frac{3m}{2l} \left( 1 - \frac{b^2}{l^2} \right)$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = M_A + Ax;$ $M_A = \frac{m}{2} \left( 3 \frac{b^2}{l^2} - 1 \right);$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $M_x = \frac{3m}{2} \left( 1 - \frac{b^2}{l^2} \right) \left( \frac{x}{l} - 1 \right)$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{x^2}{6EJ} [3M_A + Ax];$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $f_x = \frac{x^2}{6EJ} \left[ (3M_A + Ax) + \frac{m}{2} (x - a^2) \right]$

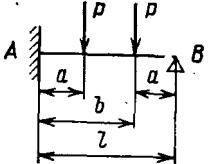
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$A = P \left( 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{ab}{l^2} \right);$ $B = P \left( 1 - \frac{3}{2} \cdot \frac{ab}{l^2} \right)$	$M_A = -\frac{3}{2} \frac{Pab}{l};$ <p>при <math>x = a</math></p> $M_a = M_A + Aa;$ <p>при <math>x = a + b</math></p> $M_{a+b} = Ba$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ} \left\{ \frac{9a}{2l} \left( 1 - \frac{a}{l} \right) - \left[ 1 + \frac{3}{2} \frac{a}{l} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{l^2} \right] \frac{x}{l} \right\};$ <p>при <math>a &lt; x &lt; a + b</math></p> $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ} \left\{ \frac{9}{2} \frac{a}{l} \left( 1 - \frac{a}{l} \right) - \left[ 1 + \frac{3}{2} \frac{a}{l} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{l^2} \right] \frac{x}{l} \right\} + \frac{P(x-a)^3}{6EJ};$ <p>при <math>a + b &lt; x &lt; l</math></p> $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ} \left\{ \frac{9}{2} \frac{a}{l} \left( 1 - \frac{a}{l} \right) - \left[ 1 + \frac{3}{2} \frac{a}{l} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{l^2} \right] \frac{x}{l} \right\} + \frac{P}{6EJ} [(x-a)^3 + (x-b)^3]$

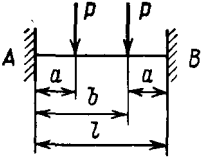
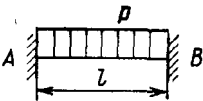
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
4. Балки с обоими защемленными концами			
	$A = B = P;$ <p>при <math>x &lt; a</math>  <math>Q_x = P;</math></p> <p>при <math>a &lt; x &lt; b</math>  <math>Q_x = 0;</math></p> <p>при <math>b &lt; x &lt; l</math>  <math>Q_x = -P</math></p>	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = P \left( x - \frac{ab}{l} \right);$ $M_A = -P \frac{ab}{l};$ <p>при <math>a &lt; x &lt; b</math>]</p> $M_x = P \frac{a^2}{l};$ <p>при <math>b &lt; x &lt; l</math></p> $M_x = P \left( \frac{a^2}{l} + b - x \right);$ $M_B = -P \frac{ab}{l}$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ} \left( 3 \frac{ab}{l^2} - \frac{x}{l} \right);$ <p>при <math>a &lt; x &lt; b</math></p> $f_x = \frac{P}{6EJ} \left[ lx^2 \left( \frac{3ab}{l^2} - \frac{x}{l} \right) + (x-a)^3 \right];$ <p>при <math>b &lt; x &lt; l</math></p> $f_x = \frac{P}{6EJ} \left[ lx^2 \left( \frac{3ab}{l^2} - \frac{x}{l} \right) + (x-a)^3 + (x-b)^3 \right];$ $f_{max} = \frac{Pa^2(b-a)}{24EJ}$
	$A = B = \frac{pl}{2};$ $Q_x = \frac{pl}{2} \left( 1 - 2 \frac{x}{l} \right)$	$M_x = -\frac{pl^2}{12} \left( 1 - 6 \frac{x}{l} + 6 \frac{x^2}{l^2} \right);$ $M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12};$ $M_{max} = \frac{pl^2}{24}$	$f_{max} = \frac{pl^4}{384EJ}$



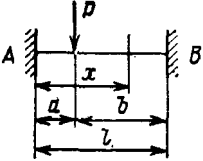
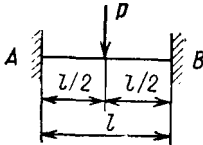
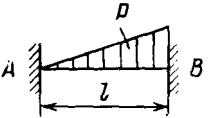
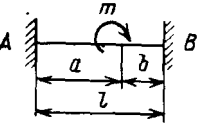
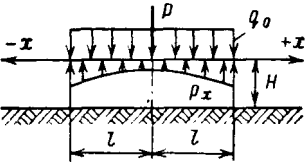
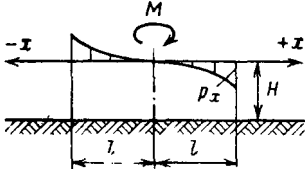
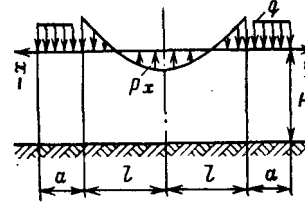
Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
	$A = P \frac{(3a+b)b^2}{l^3};$ $B = P \frac{(a+3b)a^2}{l^3};$ <p>при <math>x &lt; a</math>  <math>Q_x = A;</math></p> <p>при <math>x &gt; a</math>  <math>Q_x = -B</math></p>	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = P \frac{b^2}{l} \left[ \frac{(3a+b)x}{l^2} - \frac{a}{l} \right];$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $M_x = P \frac{b^2}{l} \left[ \frac{(3a+b)x}{l^2} - \frac{a}{l} \right] - P(x-a);$ $M_A = -P \frac{ab^2}{l^2};$ $M_B = -P \frac{a^2b}{l^2};$ <p>при <math>x = a</math></p> $M_a = \frac{2Pa^2b^2}{l^3}$	<p>Если <math>a &gt; b</math>, то</p> $f_{max} = \frac{2}{3} \frac{Pa^3b^2}{EJ(3a+b)^2}$ <p>при <math>x = \frac{2al}{3a+b};</math></p> <p>если <math>a &lt; b</math>, то</p> $f_{max} = \frac{2}{3} \frac{Pa^2b^3}{EJ(a+3b)^2}$ <p>при <math>x = \frac{l^2}{a+3b}</math></p>
	$A = B = \frac{P}{2};$ $Q_x = \pm \frac{P}{2}$	<p>При <math>x &lt; \frac{l}{2}</math></p> $M_x = \frac{Pl}{8} \left( \frac{4x}{l} - 1 \right);$ $M_A = M_B = -\frac{Pl}{8};$ $M_{l/2} = \frac{Pl}{8}$	<p>При <math>x &lt; \frac{l}{2}</math></p> $f_x = \frac{Plx^2}{24EJ} \left( \frac{3}{2} - \frac{2x}{l} \right);$ $f_{max} = \frac{Pl^3}{192EJ}$

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогныбы
	$A = 0,15pl;$ $B = 0,35pl;$ $Q_x = \frac{pl}{2} \left( 0,3 - \frac{x^2}{l^2} \right)$	$M_x = \frac{pl^2}{60} \left( 9 \frac{x}{l} - 10 \frac{x^3}{l^3} - 2 \right);$ $M_A = -\frac{pl^2}{30};$ $M_B = -\frac{pl^2}{20};$ $M_{max} = \frac{pl^2}{46,6}$ <p>(при <math>x \approx 0,548l</math>)</p>	$f_x = \frac{pl^2 x^2}{120EJ} \left( \frac{x^3}{l^3} - 3 \frac{x}{l} + 2 \right);$ <p>при <math>x = \frac{l}{2}</math></p> $f_{l/2} = \frac{pl^4}{768EJ};$ $f_{max} = \frac{pl^4}{764EJ}$ <p>(при <math>x \approx 0,525l</math>)</p>
	$A = -B = -\frac{6mab}{l^3};$ $Q_x = -\frac{6mab}{l^3}$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $M_x = \frac{mb}{l^2} \left[ \frac{6ax}{l} - (2a-b) \right];$ $M_A = \frac{mb}{l^2} (b-2a);$ $M_B = \frac{ma}{l^2} (a-2b)$	<p>При <math>x &lt; a</math></p> $f_x = \frac{mb}{EJl^2} \left[ (2a-b) \frac{x^2}{2} - \frac{ax^3}{3} \right];$ <p>при <math>x &gt; a</math></p> $f_x = \frac{ma}{EJl} \left[ (2b-a) \frac{x^2}{2} - \frac{bx^3}{3} \right]$

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА БАЛОК НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

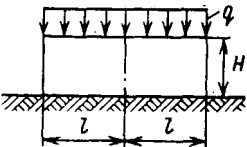
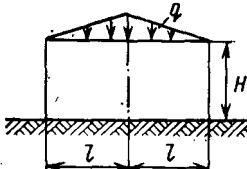
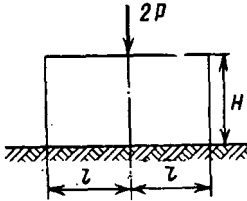
Таблица П.3.1. Значения ординат реакции основания  $\bar{p}_x$  под абсолютно жесткой балкой при различных схемах загрузки балки и пригрузки основания

Расчетная формула	Глубина сжимаемого слоя $H$	Зона действия ств. пригрузки $a$	Единичные значения $\bar{p}_x$ в точках с координатами $x/l$								Примечание
			1/16	3/16	5/16	7/16	9/16	11/16	13/16	15/16	
	1/2l	—	0,924	0,925	0,929	0,918	0,910	0,911	0,927	1,556	$p_x = \bar{p}_x q_0$ $p_x = \bar{p}_x \frac{P}{2lb}$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	0,828	0,829	0,836	0,837	0,857	0,899	0,987	1,927	
	2l	—	0,718	0,725	0,741	0,769	0,816	0,909	1,059	2,263	
	$\infty$	—	0,639	0,640	0,668	0,710	0,770	0,874	1,070	2,629	
	1/2l	—	0,074	0,224	0,379	0,511	0,648	0,796	0,966	2,042	$p_x = \bar{p}_x \frac{M}{b^2}$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	0,051	0,155	0,259	0,376	0,529	0,695	0,937	2,337	
	2l	—	0,044	0,133	0,228	0,338	0,480	0,658	0,922	2,440	
	$\infty$	—	0,040	0,122	0,212	0,325	0,448	0,612	0,914	2,607	
	1/2l	l- $\infty$	0,076	0,075	0,071	0,082	0,090	0,089	0,073	-0,556	$p_x = \bar{p}_x q$
	l	l	0,172	0,170	0,164	0,156	0,140	0,099	0,015	-0,465	
	2l	l- $\infty$	0,172	0,171	0,164	0,163	0,143	0,101	0,012	-0,917	
	2l	l	0,225	0,220	0,209	0,197	0,152	0,094	-0,008	-1,009	
	2l	l- $\infty$	0,280	0,273	0,257	0,227	0,177	0,087	-0,059	-1,243	
	$\infty$	l	0,200	0,210	0,205	0,180	0,140	0,080	-0,040	-0,975	
	$\infty$	$\infty$	0,362	0,350	0,325	0,300	0,225	0,130	-0,120	-1,572	

Расчетная схема	Глубина сжимаемого слоя $H$	Зона действия пригрузки $a$	Единичные значения $\bar{p}_x$ в точках с координатами $x/l$							Примечание								
			1/16	3/16	5/16	7/16	9/16	11/16	13/16		15/16							
	1/2l	l - ∞	0,011	0,034	0,054	0,087	0,117	0,139	0,147	-0,365	$p_x = \bar{p}_x q$							
	l	l - ∞	0,022	0,065	0,108	0,145	0,167	0,176	0,152	-0,479								
	2l	l - ∞	0,021	0,062	0,100	0,133	0,159	0,165	0,147	-0,453								
	l	l	0,010	0,030	0,060	0,090	0,120	0,140	0,135	-0,361								
	∞	∞	0,018	0,050	0,090	0,115	0,145	0,170	0,150	-0,436								
	1/2l	∞	0,066	0,065	0,062	0,072	0,078	0,065	0,066	-0,414	$p_x = \bar{p}_x q$							
	l	l	0,130	0,128	0,121	0,160	0,100	0,070	0,011	-0,676								
	l	l - ∞	0,151	0,149	0,143	0,139	0,122	0,086	0,012	-0,802								
	2l	l	0,142	0,140	0,133	0,123	0,103	0,070	0,016	-0,727								
	l	l - ∞	0,201	0,196	0,186	0,167	0,136	0,075	0,024	-0,937								
∞	l	0,129	0,128	0,125	0,120	0,109	0,080	0,010	-0,701	∞	0,211	0,210	0,205	0,190	0,160	0,108	0,000	-1,084
	1/2l	l - ∞	0,010	0,029	0,047	0,076	0,101	0,118	0,124		-0,312	$p_x = \bar{p}_x q$						
	l	l	0,015	0,046	0,077	0,102	0,117	0,125	0,115	-0,345								
	l	l - ∞	0,019	0,055	0,093	0,124	0,142	0,150	0,134	-0,412								
	2l	l	0,011	0,034	0,056	0,078	0,096	0,106	0,108	-0,292								
	2l	l - ∞	0,015	0,045	0,074	0,100	0,122	0,131	0,126	-0,359								
∞	l	0,009	0,027	0,046	0,065	0,084	0,097	0,106	-0,266	∞	0,018	0,042	0,072	0,100	0,118	0,138	0,140	-0,373

ПРИЛОЖЕНИЕ

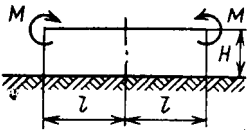
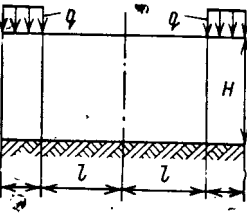
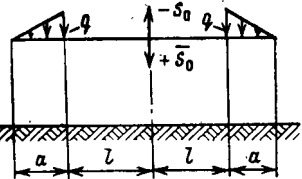
Таблица П.3.2. Значения момента  $\bar{M}_0$  в среднем сечении балки при различных схемах загрузки

Расчетная схема	Глубина сжимаемого слоя $H$	Зона действия пригрузки $a$	Единичные значения $\bar{M}_0$ в среднем сечении балки при значениях $l_2$ [см. (9.2)]							Примечание
			0	3	5	10	30	50	100	
	0,5 l	—	0,034	0,028	0,021	0,014	0,006	0,003	0,001	$M_0 = \bar{M}_0 q b l^2$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	0,068	0,055	0,048	0,037	0,018	0,012	0,005	
	2l	—	0,101	0,081	0,074	0,053	0,028	0,018	0,010	
	$\infty$	—	0,137	0,090	0,080	0,063	0,034	0,022	0,012	
	0,5 l	—	0,100	0,079	0,067	0,053	0,025	0,016	0,004	$M_0 = \bar{M}_0 q b l^2$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	0,117	0,097	0,086	0,067	0,035	0,025	0,010	
	2l	—	0,143	0,110	0,099	0,083	0,042	0,029	0,013	
	$\infty$	—	0,152	0,118	0,108	0,087	0,050	0,032	0,018	
	0,5 l	—	0,534	0,442	0,401	0,337	0,232	0,206	0,169	$M_0 = \bar{M}_0 P l$
	l	—	0,568	0,487	0,455	0,391	0,273	0,221	0,185	
	2l	—	0,620	0,518	0,478	0,401	0,289	0,242	0,191	
	$\infty$	—	0,637	0,536	0,495	0,435	0,296	0,247	0,195	

	$0,5l$ $l$ $2l$ $\infty$	$-$ $-$ $-$ $-$	$-0,466$ $-0,432$ $-0,380$ $-0,363$	$-0,352$ $-0,337$ $-0,315$ $-0,299$	$-0,283$ $-0,293$ $-0,275$ $-0,261$	$-0,107$ $-0,220$ $-0,207$ $-0,194$	$-0,076$ $-0,097$ $-0,097$ $-0,097$	$-0,039$ $-0,057$ $-0,055$ $-0,052$	$-0,012$ $-0,014$ $-0,021$ $-0,020$	$M_0 = \bar{M}_0 P l$
	$0,5l$ $l$ $2l$ $\infty$	$-$ $-$ $-$ $-$	$1,000$ $1,000$ $1,000$ $1,000$	$0,670$ $0,750$ $0,765$ $0,775$	$0,540$ $0,620$ $0,640$ $0,660$	$0,335$ $0,430$ $0,465$ $0,475$	$0,042$ $0,106$ $0,140$ $0,143$	$-0,026$ $0,027$ $0,041$ $0,043$	$-0,067$ $-0,036$ $-0,025$ $-0,024$	$M_0 = \bar{M}_0 M$
	$0,5l$ $l$ $2l$ $2l$ $\infty$ $\infty$	$l-\infty$ $l-\infty$ $l$ $2l-\infty$ $l$ $\infty$	$-0,034$ $-0,068$ $-0,083$ $-0,101$ $-0,077$ $-0,137$	$-0,028$ $-0,055$ $-0,066$ $-0,081$ $-0,056$ $-0,090$	$-0,021$ $-0,098$ $-0,058$ $-0,074$ $-0,051$ $-0,080$	$-0,014$ $-0,097$ $-0,045$ $-0,053$ $-0,040$ $-0,063$	$-0,060$ $-0,018$ $-0,023$ $-0,028$ $-0,020$ $-0,034$	$-0,030$ $-0,012$ $-0,015$ $-0,018$ $-0,013$ $-0,022$	$-0,001$ $-0,005$ $-0,007$ $-0,010$ $-0,006$ $-0,012$	$M_0 = \bar{M}_0 q b l^2$ $b = 1 \text{ м}$
	$0,5l$ $l$ $l$ $2l$ $2l$ $\infty$ $\infty$	$l-\infty$ $l$ $2l-\infty$ $l$ $2l-\infty$ $l$ $\infty$	$-0,028$ $-0,049$ $-0,059$ $-0,054$ $-0,074$ $-0,050$ $-0,081$	$-0,021$ $-0,039$ $-0,046$ $-0,043$ $-0,059$ $-0,039$ $-$	$-0,018$ $-0,034$ $-0,039$ $-0,038$ $-0,052$ $-0,032$ $-$	$-0,013$ $-0,026$ $-0,030$ $-0,029$ $-0,041$ $-$ $-$	$-0,050$ $-0,013$ $-0,015$ $-0,015$ $-0,020$ $-0,013$ $-$	$-0,005$ $-0,008$ $-0,009$ $-0,009$ $-0,013$ $-0,009$ $-$	$-0,001$ $-0,003$ $-0,004$ $-0,005$ $-0,006$ $-0,004$ $-$	$M_0 = \bar{M}_0 q b l^2$ $b = 1 \text{ м}$

Таблица П.3.3. Значения осадки  $\bar{S}_0$  в среднем сечении балки при различных схемах загрузки

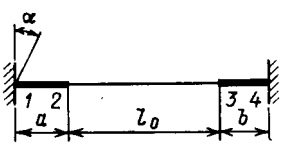
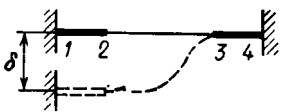

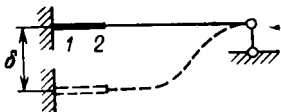
Расчетная схема	Глубина сжимаемого слоя $H$	Зона действия пригрузки $a$	Единичные значения $\bar{S}_0$ в среднем сечении балки при значениях $l_2$ [см. (9.2)]						Примечание	
			0	3	5	10	30	50		100
	0,5l	—	1,490	1,540	1,560	1,600	1,630	1,630	1,640	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{ql(1-\mu_0^2)}{\pi E_0}$
	l	—	2,730	2,840	2,900	2,990	3,130	3,180	3,202	
	2l	—	4,650	4,840	4,930	5,090	5,340	5,430	5,490	
	0,5	—	0,745	0,885	0,935	1,020	1,169	1,214	1,763	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{ql(1-\mu_0^2)^2}{\pi E_0}$
	l	—	1,363	1,608	1,638	1,663	2,036	2,130	2,318	
	2l	—	2,327	2,567	2,677	2,877	3,204	3,330	3,496	
	0,5l	—	1,490	2,045	2,291	2,702	3,429	3,783	3,400	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{P(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 b}$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	2,726	3,424	3,719	4,351	5,445	5,961	5,361	
	2l	—	4,654	5,478	5,881	6,547	7,921	8,527	8,527	
	0,5l	—	1,490	0,794	0,501	0,054	-0,498	-0,609	-0,558	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{P(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 b}$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	2,726	1,965	1,611	1,020	0,143	-0,098	-0,074	
	2l	—	4,654	3,875	3,505	2,878	1,910	1,626	1,626	

Расчетная схема	Глубина скжимаемого слоя $H$	Зона действия пригрузки	Единичные значения $\bar{S}_0$ в среднем сечении балки при значениях $t_2$ [см. (9.2)]							Примечание
			0	3	5	10	30	50	100	
	0,5l	—	0	1,167	2,316	3,279	4,093	3,858	2,933	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{M(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 l b}$ $b = 1 \text{ м}$
	l	—	0	1,955	2,844	4,274	6,050	6,214	5,590	
	2l	—	0	2,170	3,180	4,851	7,101	7,466	6,990	
	0,5l	$l-\infty$	0,122	0,072	0,050	0,017	-0,024	-0,035	-0,035	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{-ql(1-\mu_0^2)}{\pi E_0}$
	l	$l-\infty$	0,497	0,382	0,328	0,247	0,094	0,050	0,017	
	2l	l	1,566	1,416	1,328	1,212	1,006	0,934	0,878	
	2l	$2l-\infty$	1,787	1,600	1,511	1,382	1,081	0,996	0,923	
	0,5l	$l-\infty$	0,106	0,063	0,044	0,016	-0,021	-0,030	-0,029	$S_0 = \bar{S}_0 \frac{-ql(1-\mu_0^2)}{\pi E_0}$
	l	l	0,376	0,291	0,251	0,208	0,120	0,045	0,020	
	2l	l	1,011	0,911	0,863	0,780	0,647	0,603	0,565	
	2l	$2l-\infty$	1,363	1,225	1,198	1,047	0,864	0,802	0,749	



## ПРИЛОЖЕНИЕ 4

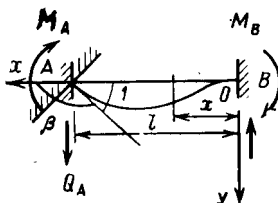
## НАЧАЛЬНЫЕ РЕАКЦИИ ЗАЩЕМЛЕНИЯ С УЧЕТОМ ЖЕСТКИХ ВСТАВОК

	$\frac{a}{l_0} = m; \quad \frac{b}{l_0} = n; \quad M_1 = -\frac{4EJ}{l_0} \alpha [1 + 3m + 3m^2];$ $M_2 = -\frac{4EJ}{l_0} \alpha \left[1 + \frac{3m}{2}\right]; \quad M_3 = -\frac{2EJ}{l_0} \alpha [1 + 3m];$ $M_4 = -\frac{2EJ}{l_0} \alpha [1 + 3m + 3n + 6mn]$
	$M_1 = -\frac{6EJ}{l_0^2} \delta [1 + 2m]; \quad M_2 = -\frac{6EJ}{l_0^2} \delta;$ $M_3 = -\frac{6EJ}{l_0^2} \delta; \quad M_4 = -\frac{6EJ}{l_0^2} \delta [1 + 2n]$
	$M_1 = -\frac{3EJ}{l_0} \alpha [1 + 2m]; \quad M_2 = -\frac{3EJ}{l_0} \alpha$
	$M_1 = -\frac{3EJ}{l_0^2} \delta [1 + 2m]; \quad M_2 = -\frac{3EJ}{l_0^2} \delta$

## ПРИЛОЖЕНИЕ 5

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ НАЧАЛЬНЫХ РЕАКЦИЙ ЗАЩЕМЛЕНИЯ  
ПРИ РАСЧЕТЕ РАМ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ  
МЕТОДОМ ДЕФОРМАЦИИ

Нагружение единичным угловым изгибающим перемещением



$$M_A = 4i\varphi'; \quad M_B = 2i\varphi''; \quad Q_A = \frac{6i}{l} \xi'; \quad Q_B = \frac{6i}{l} \xi''.$$

где

$$i = \frac{E_1 J_1}{l}; \quad \varphi' = \frac{t_1}{4} \frac{\operatorname{sh} 2t_1 - \sin 2t_1}{\operatorname{sh}^2 t_1 - \sin^2 t_1};$$

$$\varphi'' = t_1 \frac{\cos t_1 \operatorname{sh} t_1 - \sin t_1 \operatorname{ch} t_1}{\operatorname{sh}^2 t_1 - \sin^2 t_1};$$

$$\xi' = \frac{t_1^2}{3} \frac{\cos^2 t_1 - \operatorname{ch}^2 t_1}{\operatorname{sh}^2 t_1 - \sin^2 t_1};$$

$$\xi'' = \frac{2t_1^2}{3} \frac{\sin t_1 \operatorname{sh} t_1}{\sin^2 t_1 - \operatorname{sh}^2 t_1}.$$

Значения коэффициентов  $\varphi'$ ,  $\varphi''$ ,  $\xi'$  и  $\xi''$  приведены в табл. П.5.1:  $E_1$ ,  $J_1$ ,  $l_1$  — см. (9.1).

Таблица П.5.1. Значения коэффициентов  $\varphi'$ ,  $\varphi''$ ,  $\xi'$ ,  $\xi''$

$t_1$	$\varphi'$	$\varphi''$	$\xi'$	$\xi''$
0,50	1,00039	0,99894	1,00196	0,99842
0,55	1,00083	0,99880	1,00313	0,99811
0,60	1,00131	0,99815	1,00460	0,99746
0,65	1,00166	0,99728	1,00618	0,99639
0,70	1,00236	0,99663	1,00842	0,99516
0,75	1,00298	0,99537	1,01100	0,99342
0,80	1,00390	0,99398	1,01425	0,99162
0,85	1,00491	0,99254	0,01812	0,98923
0,90	1,00523	0,99073	1,02284	0,98656
0,95	1,00773	0,98852	1,02833	0,98330
1,00	1,00945	0,98584	1,03470	0,97957
1,05	1,01147	0,98283	1,04213	0,97517
1,10	1,01381	0,97930	1,05069	0,97017
1,15	1,01644	0,97530	1,06043	0,96445
1,20	1,01948	0,97088	1,07156	0,95804
1,25	1,02286	0,96582	1,08403	0,95074
1,30	1,02669	0,96023	1,09810	0,94262
1,35	1,03094	0,95394	1,11379	0,93352
1,40	1,03566	0,94690	1,13122	0,92349
1,45	1,04087	0,93921	1,15050	0,91242
1,50	1,04661	0,93077	1,17175	0,90026
1,55	1,05290	0,92152	1,19504	0,88700
1,60	1,05976	0,91152	1,22049	0,87259
1,65	1,06722	0,90065	1,24822	0,85702
1,70	1,075228	0,88888	1,27827	0,84024
1,75	1,08400	0,87630	1,31077	0,82218
1,80	1,09336	0,86279	1,34580	0,80292
1,85	1,10339	0,84843	1,38335	0,78241
1,90	1,11409	0,83313	1,42356	0,76063
1,95	1,12549	0,81695	1,46650	0,73761
2,00	1,13759	0,79986	1,51220	0,71341

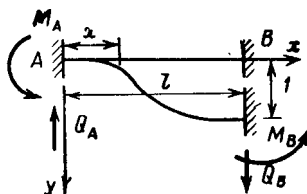
Продолжение табл. П.5.1

$t_i$	$\varphi'$	$\varphi''$	$\xi'$	$\xi''$
2,05	1,15038	0,78197	1,56068	0,68801
2,10	1,16387	0,76320	1,61197	0,66147
2,15	1,17806	0,74362	1,66611	0,63387
2,20	1,19294	0,72327	1,72312	0,60523
2,25	1,20850	0,70218	1,78296	0,57561
2,30	1,22474	0,68039	1,84568	0,54512
2,35	1,24162	0,65795	1,91120	0,51385
2,40	1,25914	0,63494	1,97954	0,48188
2,45	1,27728	0,61142	2,05065	0,44931
2,50	1,29601	0,58743	2,12450	0,41625
2,55	1,31531	0,56307	2,20103	0,38278
2,60	1,33515	0,53841	2,28021	0,34909
2,65	1,35551	0,51349	2,36197	0,31526
2,70	1,37635	0,48843	2,44623	0,28139
2,75	1,39763	0,46329	2,53296	0,24765
2,80	1,41935	0,43814	2,62208	0,21408
2,85	1,44147	0,41305	2,71354	0,18092
2,90	1,46393	0,38814	2,80725	0,14818
2,95	1,48673	0,36341	2,90315	0,11603
3,00	1,50985	0,33900	3,00120	0,08454
3,05	1,53323	0,31494	3,10130	0,05383
3,10	1,55685	0,29131	3,20343	0,02777
3,15	1,58069	0,26816	3,30750	-0,00476
3,20	1,60474	0,24556	3,41350	-0,03256
3,25	1,62896	0,22357	3,52132	-0,05915
3,30	1,65332	0,20219	3,63098	-0,08458
3,35	1,67781	0,18147	3,74250	-0,10878
3,40	1,70203	0,16150	3,85556	-0,13163
3,45	1,72710	0,14228	3,97048	-0,15315
3,50	1,75188	0,12383	4,08700	-0,17322
3,55	1,77672	0,10618	4,20520	-0,19198
3,60	1,80161	0,08935	4,32505	-0,20917
3,65	1,82654	0,07337	4,44656	-0,22506
3,70	1,85150	0,05820	4,56958	-0,23939
3,75	1,87648	0,04388	4,69430	-0,25238
3,80	1,90148	0,03040	4,81955	-0,26387
3,85	1,92650	0,01960	4,94844	-0,27392
3,90	1,95152	0,00593	5,07786	-0,28270
3,95	1,97653	-0,00506	5,20889	-0,29000
4,00	2,00155	-0,11520	5,34154	-0,29600
4,05	2,02657	-0,02458	5,47576	-0,30082
4,10	2,05159	-0,03317	5,61157	-0,30426
4,15	2,07658	-0,04100	5,74898	-0,30656
4,20	2,10158	-0,04813	5,88806	-0,30764
4,25	2,12656	-0,05453	6,02896	-0,30766
4,30	2,15154	-0,06024	6,17097	-0,30668
4,35	2,17651	-0,06529	6,31488	-0,30478
4,40	2,20147	-0,06970	6,46056	-0,30176
4,45	2,22644	-0,07307	6,60756	-0,29796
4,50	2,25138	-0,07673	6,75635	-0,29336
4,55	2,27633	-0,07940	6,90683	-0,28804

Продолжение табл. П.5.1

$t_1$	$\varphi'$	$\varphi''$	$\xi'$	$\xi''$
4,60	2,30128	-0,08160	7,05897	-0,28199
4,65	2,32622	-0,08328	7,21276	-0,27518
4,70	2,35115	-0,08446	7,36819	-0,26803
4,75	2,37603	-0,08526	7,52534	-0,26022
4,80	2,40091	-0,08563	7,68415	-0,25190
4,85	2,42580	-0,08565	7,84459	-0,24322
4,90	2,45070	-0,08536	8,00677	-0,23434
4,95	2,47561	-0,08469	8,17060	-0,22493
5,00	2,50054	-0,08375	8,33616	-0,21550

Нагружение единичным линейным перемещением



$$M_A = \frac{6i}{l} \xi''; \quad M_B = \frac{6i}{l} \xi';$$

$$Q_A = \frac{12i}{l^2} \xi'''; \quad Q_B = \frac{12i}{l^2} \xi^{IV},$$

где

$$\xi''' = \frac{l_1^3}{3} \frac{\cos t_1 \operatorname{sh} t_1 + \sin t_1 \operatorname{ch} t_1}{\operatorname{sh}^2 t_1 - \sin^2 t_1};$$

$$\xi^{IV} = \frac{l_1^3}{6} \frac{\operatorname{sh} 2t_1 + \sin 2t_1}{\operatorname{sh}^2 t_1 - \sin^2 t_1}.$$

Значения коэффициентов  $\xi'''$  и  $\xi^{IV}$  приведены в табл. П.5.2

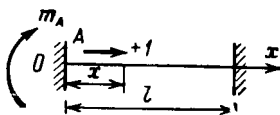
Таблица П.5.2. Значения коэффициентов  $\xi'''$ ,  $\xi^{IV}$

$t_1$	$\xi'''$	$\xi^{IV}$	$t_1$	$\xi'''$	$\xi^{IV}$
0,50	0,99718	1,00761	0,80	0,98257	1,05066
0,55	0,99612	1,01131	0,85	0,97769	1,06446
0,60	0,99460	1,01612	0,90	0,97210	1,08104
0,65	0,99234	1,02204	0,95	0,96536	1,10054
0,70	0,98979	1,02975	1,00	0,95760	1,12331
0,75	0,98650	1,03913	1,05	0,94858	1,14979

Продолжение табл. П.5.2

$t_1$	$\xi'''$	$\xi^{IV}$	$t_1$	$\xi'''$	$\xi^{IV}$
1,10	0,93822	1,18026	3,10	-8,85838	9,96747
1,15	0,92635	1,21506	3,15	-0,90204	10,45760
1,20	0,91303	1,25468	3,20	-0,94263	10,96352
1,25	0,89792	1,29940	3,25	-0,97995	11,48539
1,30	0,88110	1,34974	3,30	-1,01390	12,02356
1,35	0,86238	1,40601	3,35	-1,04415	12,57791
1,40	0,84166	1,46866	3,40	-1,07090	13,14889
1,45	0,81881	1,53810	3,45	-1,09394	13,73647
1,50	0,79383	1,61477	3,50	-1,11318	14,34141
1,55	0,76660	1,69910	3,55	-1,12861	14,96337
1,60	0,73702	1,79149	3,60	-1,14027	15,60286
1,65	0,70510	1,89239	3,65	-1,14825	16,26010
1,70	0,67069	2,00215	3,70	-1,15252	16,93515
1,75	0,63389	2,12126	3,75	-1,15295	17,62858
1,80	0,59463	2,25004	3,80	-1,14993	18,34042
1,85	0,55294	2,38894	3,85	-1,14343	19,07110
1,90	0,50880	2,53828	3,90	-1,13339	19,82085
1,95	0,46232	2,69848	3,95	-1,12023	20,58972
2,00	0,41349	2,86987	4,00	-1,10379	21,37834
2,05	0,36255	3,05274	4,05	-1,08436	22,18656
2,10	0,30950	3,24740	4,10	-1,06230	23,01525
2,15	0,25449	3,45421	4,15	-1,03732	23,86401
2,20	0,19770	3,67341	4,20	-1,00982	24,73354
2,25	0,13931	3,90528	4,25	-0,98004	25,62411
2,30	0,07949	4,15005	4,30	-0,94925	26,53572
2,35	0,01852	4,40789	4,35	-0,91422	27,46891
2,40	-0,04341	4,67910	4,40	-0,87853	28,42363
2,45	-0,10608	4,96381	4,45	-0,84068	29,40073
2,50	-0,16911	5,26229	4,50	0,80251	30,39991
2,55	-0,23236	5,57455	4,55	-0,76268	31,42171
2,60	-0,29551	5,90091	4,60	-0,72191	32,46642
2,65	-0,35824	6,24142	4,65	-0,68002	33,53398
2,70	-0,42023	6,59630	4,70	-0,63782	34,62497
2,75	-0,48131	6,96959	4,75	-0,59480	35,74039
2,80	-0,54112	7,34953	4,80	-0,55149	36,87985
2,85	-0,59933	7,74816	4,85	-0,50843	38,04287
2,90	-0,65574	8,16170	4,90	-0,46511	39,23084
2,95	-0,71010	8,59024	4,95	-0,42208	40,44288
3,00	-0,76212	9,03402	5,00	-0,37917	41,67959
3,05	-0,81165	9,49310			

Нагружение единичным угловым крутящим перемещением



$$m_A = -\frac{1}{\eta} \mu'; \quad m_B = -\frac{1}{\eta} \mu''$$

где

$$\eta = \frac{1}{nG_1 \mu_1 b h^3}; \quad n = \sqrt{\frac{t_1 b^2}{24G_1 \mu_1 h^3}};$$

$$\mu' = \frac{\operatorname{ch} t_{1 \text{ кр}}}{\operatorname{sh} t_{1 \text{ кр}}}; \quad \mu'' = \frac{1}{\operatorname{sh} t_{1 \text{ кр}}}; \quad t_{1 \text{ кр}} = n l;$$

$G_1 \mu_1$  — модуль упругости при сдвиге и коэффициент Пуассона железобетона соответственно;  $h$  — высота бруса.

Значения коэффициентов  $\mu'$  и  $\mu''$  приведены в табл. П.5.3.

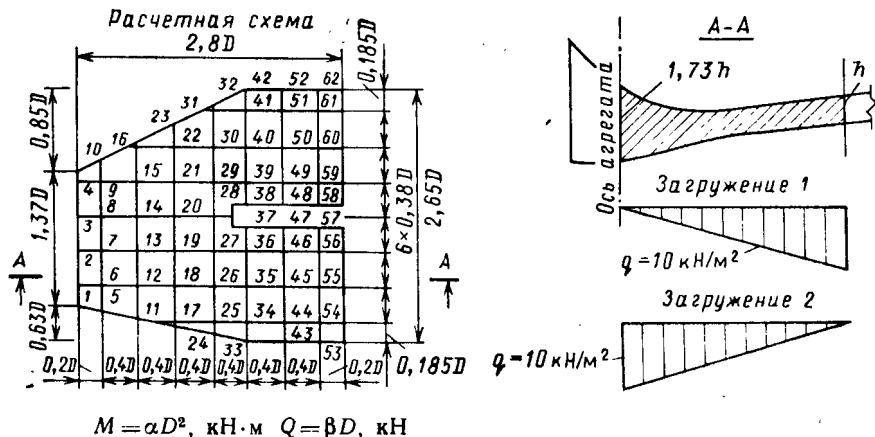
Т а б л и ц а П.5.3. Значения коэффициентов  $\mu'$  и  $\mu''$

$t_{1 \text{ кр}}$	$\mu'$	$\mu''$	$t_{1 \text{ кр}}$	$\mu'$	$\mu''$
0,02	50,01000	50,00000	1,10	1,24922	0,74870
0,03	33,34843	33,33333	1,15	1,22286	0,70384
0,04	25,01375	24,99375	1,20	1,19954	0,66249
0,05	20,01699	19,99200	1,25	1,17885	0,62425
0,06	16,68554	16,65556	1,30	1,16046	0,58880
0,07	14,30845	14,27348	1,35	1,14410	0,55584
0,08	12,52591	12,48595	1,40	1,12950	0,52513
0,09	11,14125	11,09632	1,45	1,11645	0,49646
0,10	10,03294	9,98303	1,50	1,10479	0,46964
0,12	8,37318	8,31324	1,55	1,09435	0,44452
0,14	7,18937	7,11946	1,60	1,08499	0,42095
0,16	6,30340	6,22355	1,65	1,07659	0,39881
0,18	5,61552	5,52578	1,70	1,06905	0,37798
0,20	5,06641	4,96672	1,75	1,06228	0,35857
0,22	4,61854	4,50897	1,80	1,05618	0,33989
0,24	4,24638	4,12694	1,85	1,05070	0,32245
0,26	3,92942	3,80315	1,90	1,04577	0,30598
0,28	3,66433	3,52522	1,95	1,04132	0,29043
0,30	3,43275	3,28386	2,00	1,03732	0,27572
0,32	3,23094	3,07229	2,05	1,03371	0,26181
0,34	3,05364	2,88525	2,10	1,03045	0,24864
0,36	2,89672	2,71865	2,15	1,02751	0,23617
0,38	2,75705	2,56931	2,20	1,02486	0,22436
0,40	2,63194	2,43457	2,25	1,02247	0,21317
0,42	2,51930	2,31235	2,30	1,02031	0,20255
0,44	2,41751	2,20099	2,35	1,01836	0,19249
0,46	2,32510	2,09908	2,40	1,01660	0,18294
0,48	2,24091	2,00541	2,45	1,01500	0,17388
0,50	2,16394	1,91902	2,50	1,01357	0,16528
0,55	1,99792	1,72965	2,55	1,01227	0,15712
0,60	1,86204	1,57072	2,60	1,01110	0,14937
0,65	1,74925	1,43524	2,65	1,01003	0,14201
0,70	1,65463	1,31825	2,70	1,00907	0,13502
0,75	1,57412	1,21607	2,75	1,00821	0,12838
0,80	1,50593	1,12599	2,80	1,00742	0,12207
0,85	1,44703	1,04589	2,85	1,00671	0,11608
0,90	1,39607	1,97417	2,90	1,00607	0,11038
0,95	1,35176	0,90952	2,95	1,00549	0,10497
1,00	1,31304	0,85092	3,00	1,00497	0,09982
1,05	1,27908	0,79754			

## ПРИЛОЖЕНИЕ 6

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ  
В ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЕ ЗДАНИЯ ГЭС

Таблица П.6.1. Фундаментная плита с одним промежуточным бычком



## Загружение 1

№ ТОЧКИ	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	№ ТОЧКИ	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$
1	32,15	—	31,59	—	26	-1,108	-24,93	10,53	69,50
2	65,37	—	103,2	—	27	—	-18,61	42,12	-93,72
3	65,37	—	78,98	—	28	-4,43	22,16	-29,48	5,265
4	64,26	—	26,33	—	28 <sup>1</sup>	11,08	22,13	-568,6	—
5	—	14,51	—	49,49	29	-4,43	-14,18	15,80	82,13
6	14,04	3,989	34,75	37,91	30	1,88	-16,73	-31,59	-77,92
7	44,28	-5,504	105,3	15,80	31	16,62	44,87	31,66	267,5
8	46,54	-6,980	105,3	-13,70	32	—	61,05	94,77	—
9	56,508	6,758	52,65	-66,34	33	—	80,44	—	383,3
10	—	19,168	—	-94,45	34	4,43	18,39	6,318	271,7
11	—	51,19	—	145,3	35	-1,77	-40,89	-235,9	35,80
12	13,296	6,87	27,38	107,4	36	19,94	-2,548	-21,06	-267,5
13	66,48	-20,61	-87,29	42,12	37	—	91,08	—	-448,6
14	0,550	-25,15	119,0	-23,17	38	—	85,43	—	422,3
15	29,92	0,997	80,03	-110,6	39	7,756	-2,77	-8,424	250,6
16	40,996	55,29	94,77	-161,10	40	-3,324	-38,00	3,159	-35,80
17	8,864	71,58	24,22	256,9	41	-3,324	17,51	21,06	-248,5
17 <sup>1</sup>	14,404	—	21,06	—	42	—	73,68	344,3	-344,3
18	5,504	-5,54	21,06	106,4	43	—	99,72	—	505,4
19	-18,84	-23,27	27,38	9,477	44	1,108	19,28	-6,318	344,3
10	-37,67	-19,5	42,12	-14,74	45	1,108	-49,64	-10,53	18,95
21	0,078	-11,75	52,65	-45,28	46	3,324	2,881	21,06	-287,5
22	16,62	21,16	42,12	-144,3	47	—	95,95	—	-431,7
23	—	61,83	—	-209,6	48	—	98,28	—	433,8
24	—	74,68	—	331,7	49	2,216	2,77	14,74	287,5
25	2,216	37,12	21,06	263,3	50	0,554	-49,64	-4,212	-18,95

Продолжение приложения 6

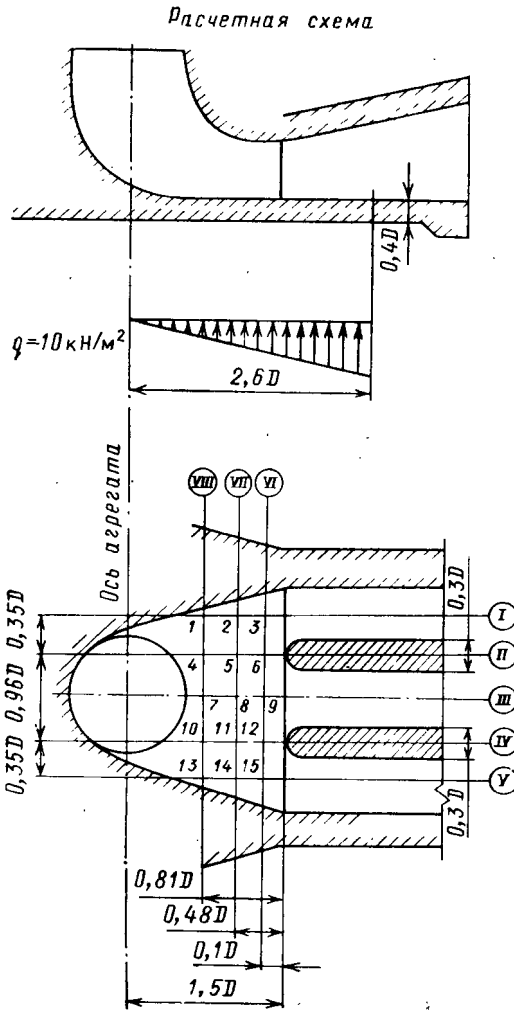
№ точки	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	№ точки	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$
51	-1,551	18,84	-7,371	-345,4	57	—	116,1	—	-532,8
52	—	100,2	—	-509,7	58	—	117,23	—	537,0
53	—	117,6	—	592,8	59	0,0776	2,105	5,265	408,6
54	-0,443	23,05	2,106	404,4	60	0,554	-58,95	6,318	-27,38
55	0,776	-58,39	5,265	27,38	61	0,443	23,38	2,106	-408,6
56	0,886	2,216	6,318	-409,5	62	—	118,9	—	-600,2

Загрузка 2

№ точки	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	№ точки	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$
1	88,09	—	284,3	—	33	—	51,41	—	232,7
2	179,5	—	568,6	—	34	-5,540	13,19	-6,318	171,6
3	179,5	—	558,1	—	35	-5,540	-26,92	-25,27	—
4	94,40	—	200,1	—	36	13,30	-3,435	27,38	-179,0
5	—	60,05	—	251,7	37	—	63,82	—	-325,4
6	42,10	9,529	179,0	155,8	38	—	56,61	—	290,6
7	83,10	-19,94	400,1	33,70	39	8,864	-3,435	-21,06	165,3
8	86,31	-21,16	410,7	-36,86	40	-8,310	-8,30	-30,54	-21,00
9	57,62	21,61	168,5	-248,5	41	-6,537	12,08	—	-144,3
10	—	70,36	—	384,3	42	—	43,43	—	-186,4
11	—	128,1	—	391,7	43	—	30,25	—	155,8
12	-2,216	1,086	63,18	268,5	44	-1,108	5,540	-8,424	105,3
13	-21,05	-49,31	147,4	80,03	45	0,776	-15,18	-6,318	1,053
14	28,81	-54,62	179,0	-54,76	46	4,432	2,105	21,06	-78,98
15	-2,216	-2,216	115,3	-249,6	47	—	26,26	—	-104,2
16	63,16	127,8	273,8	-374,9	48	—	26,37	—	110,6
17	19,94	—	42,12	427,5	49	2,216	2,216	15,80	81,08
17 <sup>1</sup>	8,42	122,9	76,87	—	50	-1,108	-14,95	10,53	2,106
18	-16,62	7,313	10,53	189,5	51	2,327	5,429	—	-105,3
19	-46,54	-42,77	21,06	25,27	52	—	30,14	—	-155,8
20	-66,15	-60,79	-21,06	32,64	53	—	5,651	—	30,54
21	-34,35	-17,84	10,53	-88,45	54	-0,6648	0,886	—	18,95
22	4,432	38,78	73,71	-228,5	55	0,332	-2,548	0,9477	0,4212
23	—	101,2	—	-318,0	56	-0,222	-0,222	-0,1053	-14,74
24	—	81,99	—	330,6	57	—	4,986	—	-22,11
25	-3,324	43,77	10,53	264,3	58	—	6,537	—	28,43
26	-15,51	-24,82	-21,06	92,66	59	-0,332	0,222	-2,106	18,95
27	-16,62	-25,71	-94,77	-93,72	60	-0,665	-3,435	0,9477	4,212
28	1,867	20,94	-421,2	11,58	61	0,665	1,219	—	-24,24
28 <sup>1</sup>	116,3	—	-705,5	—	62	—	7,313	—	-35,80
29	-16,62	-17,29	-73,71	75,82					
30	-12,19	-12,74	8,424	-89,51					
31	8,199	—	—	-212,7					
32	20,83	59,94	—	-231,1					



Таблица П.6.2. Фундаментная плита с двумя



$M = M, \alpha q, \text{ кН} \cdot \text{м}$

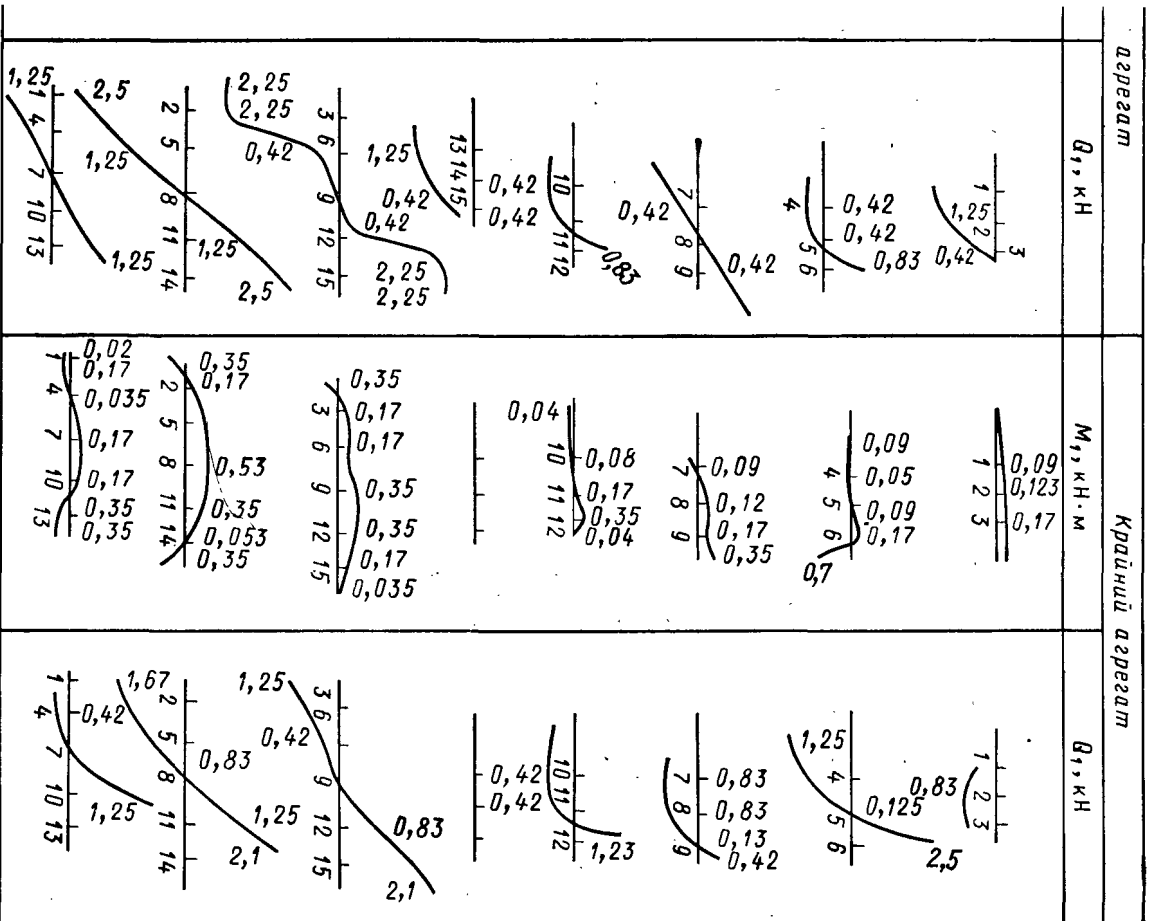
$Q = Q, \alpha q, \text{ кН}$

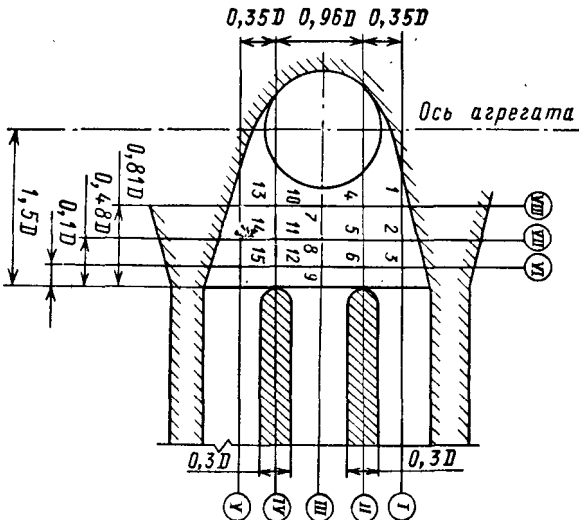
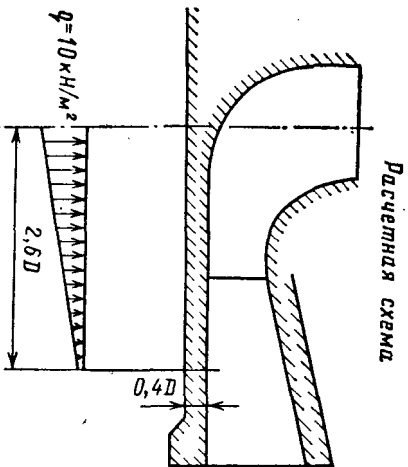
$\alpha = D / 0,24$

№ сечения	Средний	
	$M, \text{ кН} \cdot \text{м}$	
I		
II		
III		
IV		
V		
VI		
VII		
VIII		

ПРОМЕЖУТОЧНЫМИ БЫЧКАМИ ДЛЯ МНОГОАГРЕГАТНОЙ СЕКЦИИ ГЭС.

3 2 2 Р У Ж Е Н Ц Е 1





№ сечения	Средний	
	M, кН·м	
I		0,17 0,35 0,35
II		0,35 0,69 0,69 0,17 0,52
III		0,17 0,69 0,69 0,35
IV		0,35 0,69 0,69 0,17 0,52
V		0,17 0,35 0,35
VI		0,35 0,069 0,17 0,35 0,17 0,069 0,35
VII		0,35 0,017 0,52 0,87 0,52 0,017 0,35
VIII		0,52 0,35 0,69 0,87 0,69 0,35 0,52

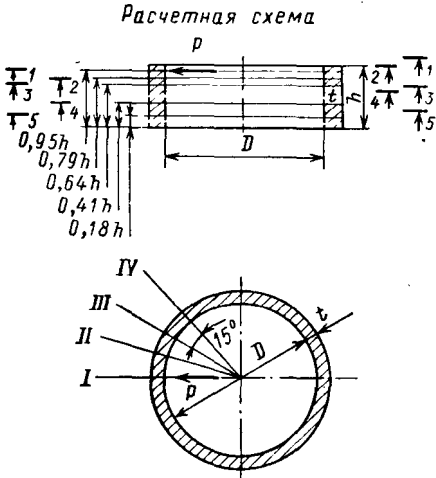
 $M = M_{\text{ср}}, \text{кН} \cdot \text{м}$ 
 $q = q, \text{кН}$ 
 $\alpha = D/0,24$

З а з р у ж е н и е 2

агрегат	Крайний агрегат
<p><math>Q_1, \text{кН}</math></p>	<p><math>M_1, \text{кН}\cdot\text{м}</math></p>
<p><math>Q_2, \text{кН}</math></p>	<p><math>Q_3, \text{кН}</math></p>

# ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ

## Таблица П.7.1. Кольцевой



$D$  - внутренний диаметр кожуха, м

$P$  - сосредоточенная сила, кН

$h = 0,222 D$

$M = M, P \alpha$ , кН·м

$t = 0,04 D$

$Q = Q, P$ , кН

$\alpha = D/20$

$N = N, P$ , кН

№ сечения	$M_1$ , кН·м	$Q_1$ , кН
I		
II		
III		
IV		

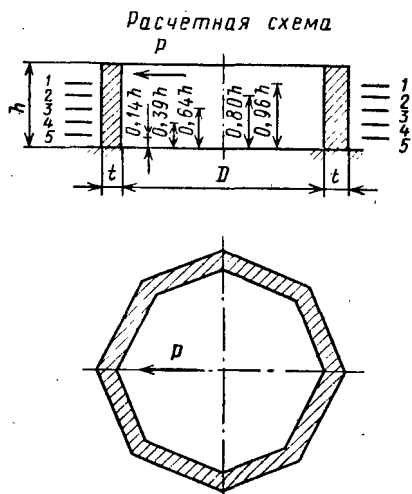
# УСИЛИЙ В КОЖУХЕ ГЕНЕРАТОРА

кожух генератора

## ПРИЛОЖЕНИЕ 7

№ сечения	$M_1$ , кН·м	$Q_1$ , кН	$N_1$ , кН
1			
2			
3			
4			
5			

Таблица П.7.2. Полигональный



$D$  — внутренний диаметр кожуха, м

$P$  — сосредоточенная сила, кН

$$h = 0,222D$$

$$M = M_1 P \alpha, \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$t = 0,04D$$

$$Q = Q_1 P, \text{ кН}$$

$$\alpha = D/20$$

$$N = N_1 P, \text{ кН}$$

№ сечения	$M_1, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$Q_1, \text{ кН}$
I		
II		
III		
IV		
V		

кожух генератора

№ сечения	$M_1$ , кН·м	$Q_1$ , кН	$N_1$ , кН
1			
2			
3			
4			
5			



## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Безухов Н. И., Лужин О. В. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. — М.: Высшая школа, 1974. — 200 с.
2. Бетонные плотины (на скальных основаниях)/ М. М. Гришин, Н. П. Розанов, Л. Д. Белый и др. — М.: Стройиздат, 1975. — 352 с.
3. Братская гидроэлектростанция имени 50-летия Великого Октября. Технический отчет о проектировании, строительстве и эксплуатации. Т.1. — М.: Энергия, 1974. — 404 с.
4. Брок Д. Основы механики разрушения. — М.: Высшая школа, 1980. — 368 с.
5. Бронштейн В. И., Иванищев В. Ф. Расчет арочных плотин на ЭВМ с использованием метода арочно-консольных направлений. — Гидротехническое строительство, 1972, № 1.
6. Вайнберг С. А. Балки и плиты на упругом основании. — Киев: Наука, 1971.
7. Вовкушевский А. В., Шойхет Б. А. Расчет массивных гидротехнических сооружений с учетом раскрытия швов. — М.: Энергоиздат, 1981. — 136 с.
8. Волжская ГЭС имени XXII съезда КПСС. Технический отчет о проектировании и строительстве 1950—1961 гг. В двух томах. Т. 1., Т.2. — М.—Л.: Энергия, 1965. — 648 с. 584 с.
9. Гаджиев А. Б. Деформационные швы гидротехнических сооружений. Изд. 2-е. — Л.: Энергия, 1975. — 240 с.
10. Гидроаккумулирующие электростанции/ Под ред. Л. Б. Шейнмана. — М.: Энергия, 1978. — 183 с.
11. Гидротехнические сооружения/ Под ред. М. М. Гришина. В двух частях. Ч. 1, Ч.2. — М.: Высшая школа, 1979. — 615 с., 335 с.
12. Гидротехнические сооружения/ Под ред. Н. П. Розанова. — М.: Стройиздат, 1978. — 647 с.
13. Гидроэлектрические станции. Изд. 2-е/ Под ред. Ф. Ф. Губина и Г. И. Кривченко. — М.: Энергия, 1980. — 368 с.
14. Голушкевич С. С. Статика предельных состояний грунтовых масс. — М.: Гостехиздат, 1957. — 268 с.
15. Гольденблат И. И., Копиов В. Л. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов. — М.: Машиностроение, 1968. — 192 с.
16. Гольдмай В. Х. Расчет зданий ГЭС и водосливных плотин. — М.: Энергия, 1968. — 164 с.
17. Гольдман В. Х. Расчет железобетонных сооружений гидроэлектростанций. — М.: Энергия, 1980. — 222 с.
18. Горбунов-Посадов М. И. Осадка фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. — М.: Стройиздат, 1946. — 59 с.
19. Гордон Л. А., Готлиф А. А. Статический расчет бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений. — М.: Энергоиздат, 1982. — 238 с.
20. Использование водной энергии/ Под ред. Б. С. Щавелева. — Л.: Энергия, 1976. — 655 с.
21. Деч Г. Руководство к практическому применению преобразования Лапласа. — М.: Наука, 1971. — 288 с.
22. Динамика сооружений. — М.: Стройиздат, 1971. — 202 с.

23. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений/ Под ред В. М. Лятхера и Ю. С. Яковлева. — М.: Энергия, 1976. — 392 с.
24. Доценко Т. П. и др. Низконапорные гидроузлы с горизонтальными агрегатами. — М.: Энергия, 1978. — 136 с.
25. Дуброва Г. А. Методы расчета давления грунта на транспортные сооружения. — М.: Транспорт, 1969. — 232 с.
26. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. — М.: Мир, 1975. — 540 с.
27. Каган А. А., Кривоногова Н. Ф. Многолетнемерзлые скальные основания сооружений. — Л.: Стройиздат, 1978. — 208 с.
28. Киселев В. А. Строительная механика. Специальный курс. Динамика и устойчивость сооружений. — М.: Стройиздат, 1980. — 616 с.
29. Константинов И. А. Динамика гидротехнических сооружений. Ч.1. Основы динамики сооружений, 1974. Ч.2. Расчет плотин на сейсмические воздействия, 1976. — Л., 198 с., 196 с.
30. Крашенинникова Г. В. Расчет балок на упругом основании конечной глубины. — М.: Энергия, 1964. — 96 с.
31. Лукаш П. А. Основы нелинейной строительной механики. — М.: Стройиздат, 1978. — 204 с.
32. Лятхер В. М. Турбулентность в гидросооружениях. — М.: Энергия, 1968. — 408 с.
33. Мгалобелов Ю. Б. Прочность и устойчивость скальных оснований бетонных плотин. — М.: Энергия, 1979. — 215 с.
34. Мелещенко Н. Т., Можевитинов А. Л. Расчет напряжений в круговой арке при воздействии гидростатической нагрузки и температуры. — Изв. ВНИИГ, 1938, т. 22, с. 32—37.
35. Метод фотоупругости/ Под ред. Г. Л. Хесина. В трех томах. — Т.1. Т.2, Т.3, М.: Стройиздат, 1975. — 364 с., 368 с., 312 с.
36. Можевитинов А. Л., Шинтемиров М. Общий метод расчета устойчивости откосов земляных сооружений. — Известия ВНИИГ, 1970, т. 92, с. 11—22.
37. Мухелишвили Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. — М.: Наука, 1966. — 708 с.
38. Претро Г. А. Специальные типы зданий гидроэнергетических установок. — М.: Энергия, 1975. — 239 с.
39. Проектирование и строительство больших плотин/ Под ред. А. А. Бороваго. По материалам XII Международного конгресса по большим плотинам. Вып. 2. Розанов Н. С. и Судаков В. Б. Пути удешевления и ускорения строительства бетонных плотин. — М.: Энергоиздат, 1981. — 160 с.
40. Проектирование речных гидроузлов на нескальных основаниях/ Под ред. М. М. Гришина и А. В. Михайлова. — М.: Энергия, 1967. — 264 с.
41. Прочухан Д. П., Фрид С. А., Домацкий Л. К. Скальные основания гидротехнических сооружений. — Л.: Стройиздат, 1971. — 192 с.
42. Разрушение. Т. 1. Микроскопические и макроскопические основы механики разрушения. — М.: Мир, 1973. — 616 с.
43. Резников Р. А. Решение задач строительной механики на ЭВМ. — М.: Стройиздат, 1971. — 312 с.
44. Рекач В. Г. Руководство к решению задач по теории упругости. — М.: Высшая школа, 1966. — 227 с.
45. Ржаницын А. Р. Теория ползучести. — М.: Стройиздат, 1968. — 416 с.
46. Роза С. А., Зеленский Б. Д. Исследование механических характеристик скальных оснований гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1967. — 392 с.
47. Розанов Н. С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции. — М.—Л.: — Энергия, 1966. — 273 с.
48. Розанов Н. С., Скоморовский Я. Г. Модельные исследования статики гидросооружений. — М.: Энергия, 1975. — 240 с.
49. Слиссский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. — М.: Энергия, 1970. — 424 с.

50. Соколов И. Б., Логунова В. А. Фильтрация и противодействие воды в бетоне гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1977. — 296 с.
51. Справочник по динамике сооружений/ Под ред. Б. Г. Коренева и И. М. Рабиновича. — М.: Стройиздат, 1972. — 464 с.
52. Справочник по теории упругости (для инженеров-строителей). — Киев: Будивельник, 1971. — 420 с.
53. Технический прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин. По материалам X Международного конгресса по большим плотинам. — М.: Энергия, 1976. — 512 с.
54. Ухов С. Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1975. — 263 с.
55. Феодосьев В. И. Сопротивление материалов. — М.: Наука, 1970. — 544 с.
56. Фрид С. А., Левених Д. П. Температурные воздействия на гидротехнические сооружения в условиях Севера. — Л.: Стройиздат, 1978. — 200 с.
57. Черепанов Г. П. Механика хрупкого разрушения. — М.: Наука, 1974. — 640 с.
58. Чижевский К. Г. Расчет круговых и кольцевых пластин. Справочное пособие. — Л.: Машиностроение, 1977. — 184 с.
59. Чугаев Р. Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. — Л.: Энергия, 1974. — 238 с.
60. Швайнштейн А. М. Водосбросы зарубежных гидроузлов. — Л.: Энергия, 1973. — 182 с.
61. Шульман С. Г. Расчеты сейсмостойкости гидротехнических сооружений с учетом влияния водной среды. — М.: Энергия, 1976. — 336 с.
62. Эйдельман С. Я. Натурные исследования бетонной плотины Братской ГЭС. Изд. 2-е. — Л.: Энергия, 1975. — 294 с.
63. Временная инструкция по проектированию и устройству уплотнений деформационных швов гидротехнических сооружений. — Л.: ВНИИГ, 1978. — 51 с.
64. ВСН 02-73. Указания по проектированию противофильтрационных устройств подземного контура бетонных плотин с трещинами тектонического происхождения. — Л.: Энергия, 1974. — 38 с.
65. ВСН 06-74. Инструкция по применению послойного (токтогульского) метода укладки бетона в гидротехническом строительстве. — М.: Гидропроект, 1974. — 38 с.
66. ВСН 38-70. Глубинные водосбросы и водоспуски гидроузлов (гидравлические расчеты). — Л.: ВНИИГ, 1970. — 44 с.
67. Методические указания к расчету температурных напряжений в арочных плотинах (метод арок — центральной консоли). — М.: МИСИ, 1978. — 47 с.
68. МУ 34.747-76. Указания по проектированию стальных напорных трубопроводов гидротехнических сооружений. — М.: Информэнерго, 1977. — 217 с.
69. НСП 103-52. Нормы проектирования подмостовых габаритов на судходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов. — М.: Госстройиздат, 1952. — 18 с.
70. П-18-74. Рекомендации по гидравлическим расчетам водосливов. Часть 1. Прямые водосливы. — Л.: Энергия, 1974. — 58 с.
71. П-38-75. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений. — М.: Гидропроект, 1976. — 130 с.
72. П-634-75. Методические рекомендации по проектированию оптимальных скальных врезок для сопряжения бетонных плотин со скальным основанием. — М.: Гидропроект, 1978. — 30 с.
73. П-58-76. Руководство по определению нагрузок на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов). — Л.: Энергия, 1977. — 316 с.
74. П-633-76. Временное руководство по конструктивному армированию бетонных плотин. — М.: Гидропроект, 1976. — 11 с.
75. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1983—360 с.

76. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия — М.: Стройиздат, 1976. — 59 с.
77. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1982. — 49 с.
78. СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1977. — 40 с.
79. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1976. — 96 с.
80. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. — М.: Стройиздат, 1982. — 96 с.
81. СНиП II-28-73\*. Защита строительных конструкций от коррозии. — М.: Стройиздат, 1980. — 46 с.
82. СНиП II-31-74. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. — М.: Стройиздат, 1975. — 152 с.
83. СНиП II-50-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. — М.: Стройиздат, 1975. — 24 с.
84. СНиП II-54-77. Плотины бетонные и железобетонные. — М.: Стройиздат, 1978. — 41 с.
85. СНиП II-55-79. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. — М.: Стройиздат, 1981. — 41 с.
86. СНиП II-56-77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1977. — 32 с.
87. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). — М.: Стройиздат, 1983. — 40 с.
88. СНиП II-Д.7-62\*. Мосты и трубы. — М.: Стройиздат, 1964. — 64 с.
89. СНиП III-45-76. Сооружения гидротехнические, транспортные, энергетические и мелиоративных систем. — М.: Стройиздат, 1977. — 88 с.
90. СНиП 2.01.14-83. Определение расчетных гидрологических характеристик. Госстрой СССР — М.: 1983—97 с.

## ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Амплитуда вынужденных колебаний** 68, 277
- Анкеровка арматуры** 143  
на опорах защемленных 114  
— — свободных 144
- Арка** 53, 213, 241, 273  
гиперболическая 213  
круговая 213  
параболическая 213  
трехцентровая 213  
эллиптическая 213
- Арматура:**  
конструктивная 101, 182  
монтажная 101, 183  
поперечная 125, 129  
продольная 107, 115, 119, 129  
распределительная 147
- Арматурная сталь** 101
- Армирование:**  
плотины арочной 221  
— гравитационной на основании не-  
скальном 193, 200, 205  
— — — скальном 183  
— контрфорсной 244  
стены подпорной 284, 294  
элементов отгибами 128, 145  
— поперечное 145  
— продольное 142, 145  
— хомутами 128, 146
- Балка** 52  
защемленная 127, 202, 273  
консольная 126, 129, 274  
на упругом основании 202, 269, 314  
неразрезная 60  
однопролетная 302  
переменной жесткости 272  
свободно опертая 126
- Балки перекрестные** 264, 269
- Бетон:**  
зоны внутренней 93  
— наружной 93  
— переменного уровня 93  
конструкций безнапорных 83  
— напорных 93  
массивный 93  
надводный 93  
немассивный 93  
подводный 93
- Блок агрегатный** 253  
— бетонирования 185
- Брус** 54  
— на упругом основании 261, 267
- Бык** 204
- Вероятность превышения расчетных рас-  
ходов** 74
- Водобой** 191
- Водобойная плита** 191  
— стенка 191
- Водонепроницаемость бетона** 93
- Водоприемник** 254, 273
- Водопоглощение бетона** 95
- Водосброс** 162, 189
- Водослив** 162, 189
- Воздействия см. также Нагрузки:**  
влажностные 76  
внешние 106  
динамические 275  
основные 78, 173  
особые 78, 173  
сейсмические 76, 89, 226, 275, 288  
температурные 76, 88, 138, 226, 261
- Врезка плотины:**  
арочной 215, 220  
гравитационной 166  
контрфорсной 239
- Выносливость** 131
- Галерея смотровая** 156
- Гасители энергии** 191
- Гасители-растекатели** 191
- Гибкость** 258
- Гидроизоляция плотин:**  
арочной 221  
контрфорсной 241
- Гипотеза:**  
Бернулли 54  
о ненапряженном состоянии тела 11  
— сплошности строения упругого те-  
ла 11
- Граничные условия статические** 15
- Грань плотины:**  
верховая (напорная) 155, 240  
низовая (безнапорная) 155, 242
- Гребень плотины:**  
арочной 219  
— «ныряющий» 211, 221  
гравитационной 155  
контрфорсной 240
- Группа предельных состояний:**  
вторая 75, 103, 108, 244, 291  
первая 75, 103, 108, 244, 290
- Давление:**  
волновое 86  
гидростатическое 78  
грунта 82, 285  
— активное 83, 286, 291  
— боковое 82, 286  
— в состоянии покоя 83, 84, 286  
— обратной засыпки 286  
— пассивное 83, 85, 288, 291  
— реактивное дополнительное 289  
ианосов 82  
фильтрационное 78  
— противодавление 80
- Девиатор:**  
деформации 19  
напряжения 17  
скорости деформации 20
- Деформация** 18, 20, 135  
абсолютная стержня 58  
относительная предельная 95  
— стержня 58  
пластическая 36, 41  
плоская 26  
ползучести 41  
при сдвиге 62  
упругая 36, 41

- Диафрагма жесткости** 240  
**Дрена** 157  
**Дренаж:**  
 основания плотины арочной 213  
 — — гравитационной 167, 194  
 тела плотины арочной 219  
 — — гравитационной 156, 187  
**Дренажный колодец** 191, 195  
 — слой 192
- Жесткая вставка** 265  
**Жесткость бетонной смеси** 95  
**Жесткость конструкции** 108, 135
- Завеса противотрифильтрационная** плотины:  
 арочной 213  
 гравитационной на основании не-  
 скальном 187, 194  
 — — скальном 167  
 контрфорсной 243
- Задача:**  
 Буссинеска 29  
 Гаука 21, 46  
 Дирихле 25  
 Леви 30  
 Митчела 30  
 Неймана 25  
 плоская 26  
 Фламана 31  
 Черутти 29
- Заполнитель бетона:**  
 мелкий (песок) 98  
 крупный (гравий, щебень) 99
- Здание:**  
 гидроаккумулирующей станции (ГАЭС) 252  
 гидроэлектростанции 252  
 — агрегатная (подводная) часть 252  
 — агрегатный блок 253  
 — верхнее строение 256  
 — встроеное 252  
 — деривационное 252  
 — двухагрегатное 252  
 — из железобетона монолитного 252  
 — — — сборного 252  
 — — — сборно-молитного 252  
 — многоагрегатное 252  
 — на основании нескальном 252, 255, 265, 268, 276  
 — — скальном 252, 255, 265  
 — наагрегатная (надводная) часть 252  
 — несовмещенное 262  
 — одноагрегатное 252  
 — подземное 252  
 — приплотинное 252  
 — русловое 252  
 — совмещенное 252  
 приливной электростанции (ПЭС) 262
- Зуб** 187, 191, 194
- Изгиб:**  
 поперечный 54, 60  
 продольный 61  
 сложный (косой) 63  
 с кручением 64  
 — растяжением 63  
 со сжатием 63  
 чистый 54, 59  
 элементов бетонных 108  
 — железобетонных 112
- Изгибающий момент** 106, 108, 302
- Интенсивность:**  
 деформации 20  
 напряжений 17  
 — касательных 17  
 скорости деформации 20
- Кавитационная эрозия** 166  
**Камера спиральная** 254, 272  
**Класс:**  
 арматуры 101  
 сооружения 71
- Ключ арки** 213
- Кожух генератора** 275  
 кольцевой 332  
 полигональный 334
- Колебание:**  
 абсолютно жесткого массива 276  
 гармоническое 66  
 негармоническое периодическое 66
- Компоновка гидроузла** 187  
**Консоль** 126, 274  
**Контрфорс** 235, 240, 283  
 одиночный 240  
 сдвоенный 240
- Контур подземный:**  
 плотны на основании нескальном 187, 193  
 — — — скальном 167  
 подпорной стены 285
- Координаты:**  
 основные 259  
 плавающие 259  
 прямоугольные 13  
 сферические 13  
 цилиндрические 13
- Коэффициент:**  
 асимметрии цикла 105  
 безопасности 75  
 бокового давления грунта 85, 288  
 влаготдачи 139  
 динамичности 68, 92, 277  
 диффузии влаги 139  
 жесткости 67  
 — основания 276  
 запаса прочности 235  
 инерционный 69  
 интенсивности напряжений 250  
 набухания линейного 139  
 надежности 75, 169  
 начальный поперечной деформации бетона 97  
 перегрузки 75  
 постели (упругого отпора) 204, 276, 295  
 приведения арматуры к бетону 105  
 Пуассона (бокового расширения грунта) 13, 84, 275  
 сейсмичности 89  
 сочетания нагрузок основного 75, 169  
 — — — особого 75, 169  
 стройности 205, 215  
 температурный линейного расширения 139  
 теплоотдачи 133  
 упругий 69  
 усадки линейной 139  
 условий работы 75  
 — — арматуры 101, 104  
 — — бетона 95  
 — — плотины 169, 225
- Фильтрация** 168  
**Эффективной площади** противодавления 78
- Логарифмический декремент затухания** 67
- Марка бетона** 94  
**Масса объемная бетона см. Плотность** бетона
- Метод:**  
 арок — консолей 212  
 арок — центральной консоли 222, 226  
 арок независимых 222  
 — ныряющих 223  
 вариационный 25  
 деформации 320

- деформаций дополнительных 40  
 Кардано 15  
 конечных разностей (метод сеток) 26, 224  
 — элементов 172, 248  
 коэффициента постели 258, 259  
 — сдвига 203  
 Мора 32  
 нагрузок дополнительных 39  
 перекрестной стержневой решетки 223  
 перекрестных конечных полос 223  
 переменных параметров упругости 40  
 перемещений 49  
 плиты на упругом основании 223  
 предельного состояния 75, 108, 229, 244  
 пробных нагрузок 224  
 расчленения 224  
 сил 51  
 сопротивления материалов 54, 170, 199, 248, 258  
 строительной механики 44  
 теории упругости 11, 21, 129, 140, 170, 198, 249  
 упругого слоя конечной глубины 258, 314  
 «экспериментальных эпюр» 199  
 Механика строительная 11, 44  
 Модуль:  
 деформации грунтов 294  
 — засыпки 177  
 — основания 177, 210, 239  
 объемный 22, 38  
 сдвига 13, 97  
 упругости арматуры 105, 106  
 — бетона 169, 210  
 — начальный 97, 106, 169  
 — динамический грунтов 275  
 — продольной 13  
 Момент:  
 изгибающий 54, 106, 124, 302  
 инерции осевой 14, 55, 56  
 — — главный 55  
 — полярный 14, 58  
 — центробежный 14, 55  
 крутящий 54, 106  
 распределенный 14  
 сил внешних 14  
 — внутренних 14  
 сопротивления 14, 56  
 статический 14, 55  
 Морозостойкость бетона 94  
 Нагрузки, см. также Воздействия, Давление:  
 ветровые 76  
 внешние 106  
 волновые 76, 86  
 временные 76  
 динамические 65, 77  
 длительные 76, 135  
 кратковременные 76, 135  
 ледовые 76, 87  
 основные 78, 173  
 особые 76, 78, 173  
 от собственного веса 78  
 постоянные 76  
 распределенные 14  
 сейсмические 89  
 снеговые 76  
 Напряжения:  
 в грунте 291  
 — контрфорсе 246  
 — основании 232  
 — пяте арки 235  
 главные 13, 16, 65, 170, 246, 235  
 касательные 13, 17, 170  
 контактные 170, 198, 250, 257, 294  
 нормальные 14, 170  
 растягивающие 132, 235  
 сжимающие 108, 111, 209  
 температурные в арочной плотине 225  
 — — массивных сооружениях 140  
 Номограмма Шредера 215  
 Оболочка 54  
 — двойкой кривизны 205  
 — сталежелезобетонная 121  
 Оголовки:  
 водосливный 189  
 массивно-контрфорсный плотины 241, 248  
 Оператор Лапласа 13  
 Основание:  
 нескальное гравитационных плотин 193  
 — — скальное плотин арочных 210, 221  
 — — гравитационных 166  
 — — контрфорсных 239  
 Открылки 214, 221  
 Перекрытие напорное см. также Грань напорная:  
 арочное 241, 249  
 водослива 275  
 плоское неразрезное 240, 249  
 — разрезное 240, 249  
 Перемещение 13, 287  
 Пластичность см. Текучесть  
 Плита:  
 водобойная 191  
 заделанная по трем сторонам 204  
 кольцевая 272  
 на упругом основании 124  
 фундаментная 271, 283, 326, 328  
 Плотина:  
 арочная 206, 299  
 — водосбросная 207  
 — высокая 206  
 — глухая 207  
 — двойкой кривизны (купольная) 205, 215  
 — низкая 206  
 — с глубинными отверстиями 207  
 — — гравитационными устоями 206  
 — — периметральным швом 206, 208  
 — — постоянным радиусом (цилиндрическая) 205, 215  
 — — — центральным углом 205, 215  
 — со швами-надрезами 206  
 — средняя 206  
 — толстая 205  
 — тонкая 205  
 арочно-гравитационная 205, 209  
 гравитационная на нескальном основании 186  
 — — — бетонная 186  
 — — — водосбросная 186  
 — — — водосливная 186  
 — — — глухая 186  
 — — — двухъярусная 186, 190  
 — — — железобетонная 186  
 — — — неразрезная 187  
 — — — одноярусная 186  
 — — — разрезная 187  
 — — — с глубинным водосбросом 186, 190  
 — — — — массивным оголовком 189  
 — — — скальным основании 156, 161, 298  
 — — — без расширенных швов 175  
 — — — водосбросная 155  
 — — — с глубинным водосбросом 155, 162  
 — — — — поверхностным водосливом 155, 162  
 — — — — глухая 155  
 — — — — массивная 155

- — — — — неразрезная 155
- — — — — разрезная 155
- — — — — с анкеровой в основании 155
- — — — — продольной полостью у основания 155
- — — — — расширенными швами 155, 175
- — — — — экраном на напорной грани 155
- — — — — станционная 155
- — — — — ячеистая 155
- контрфорсная 235, 301
- без фундаментной плиты 237
- водосбросная 237
- глухая 237
- из монолитного бетона 240
- сборных элементов 240
- массивно-контрфорсная 235
- многоарочная 235
- реверсивная 237
- с контрфорсами двоясными 237
- — — — — одиночными 237
- — — — — перекрытиями арочными 235
- — — — — плоскими 235
- — — — — фундаментной плитой 237
- — — — — станционная 237
- Плотность бетона 97
- Площадка монтажная ГЭС 256
- Податливость основания 225
- Подвижность бетонной смеси см. также Жесткость 95
- Показатели удельные плотности 297
- Получесть 40
- Понур 187, 193
- анкерный 193, 203
- гибкий 193
- жесткий 193
- смешанной конструкции 193
- Постоянная Ламе 13, 23
- Примеси вредные в заполнителе бетона 99, 100
- Принцип:
  - возможных изменений сил 48
  - — — — — перемещений 47
  - Гамильтона 26
  - Дирихле 48
  - Кастильяно 26, 49
  - Лагранжа 47
  - минимума потенциальной энергии системы 25
  - Сен-Венана 12, 25
  - суперпозиции (независимости действия) 12
- Пробка в арочной плотине 205
- Прогиб 110, 135, 302
- Профиль:
  - водосливной грани безвакуумный криволинейный 163
  - — — — — вакуумный (оголовок) 163
  - плотинны 155
- Прочность 13, 75
- бетона 95
- на растяжение 95
- — — — — сжатие 95
- бетонных конструкций 108
- железобетонных конструкций 112, 124
- здания ГЭС динамическая 282
- — — — — местная 257, 271
- — — — — общая 257, 260
- — — — — на нескальном основании вдоль потока 265, 268
- — — — — поперек потока 261, 266
- — — — — скальном основании 265
- — — — — секции абсолютно жесткой 265
- — — — — гибкой 268
- плотинны арочной 222
- — — — — основания 231
- — — — — гравитационной на нескальном основании 195
- — — — — местная 203
- — — — — общая 200
- — — — — скальном основании 168, 172
- — — — — общая 169, 170
- — — — — контрфорсной 244
- — — — — общая вдоль потока 245
- — — — — поперек потока 249
- — — — — основания 250
- — — — — подпорной стены 291, 293
- Пята арки 213, 221
- Радиус инерции 14, 56
- Разрезка плотинны на блоки бетонирования 184
- Рама 53, 201
- на упругом основании 261, 267, 320
- Раскрытие трещин 133, 293
- швов строительных 176
- Растяжение 54, 58
- внецентренное 122
- центральное 121
- Растяжимость предельная см. Деформация относительная
- Расход воды расчетный 74
- Реакции опорные балок 60, 302
- Резонанс 68
- Релаксация напряжения 41
- Рисберма 191
- Сдвиг 62
- плоский 195, 291
- поперечный 180
- продольный 179
- смешанный 197, 292
- Седло 205
- Секция здания ГЭС 254
- гибкая 258
- жесткая 258
- Сжатие 54, 58
- внецентренное 110, 117
- Сила:
  - возмущающая 66
  - нормальная 14, 54
  - поперечная 14, 54, 106, 124, 302
  - продольная 100
  - сопротивления 66
  - трения 67
- Система:
  - колебательная 67
  - координат 13, 259
  - перекрестная арка — заземленных балок 273
  - балок 269
  - консолей 274
  - рам плоских 264
  - стержневая 47
- Скорости неразмывающие 192
- Скорость деформации 20
- Сопротивление:
  - арматуры нормативное 101, 103
  - расчетное 101, 106, 168
  - на выносливость 131
  - бетона нормативное 95
  - расчетное 95
  - на выносливость 131
  - материалов 11, 54
- Сопряжение плотинны с основанием:
  - арочной 206, 221
  - гравитационной на скальном основании 166
  - контрфорсной 243



**Сочетание нагрузок и воздействий:**

основное 78, 173  
 особое 78, 173

**Створ плотины 209****Стена подпорная:**

безакирная 283  
 бетонная 283, 285  
 высокая 283, 286  
 гравитационная 283  
 железобетонная 283, 285  
 заанкерная 283  
 контрфорсная 283  
 массивная 283  
 монолитная 285  
 на основании нескальном 283, 291  
 — скальном 283, 286, 292

низкая 283  
 сборная 285  
 сборно-монолитная 285  
 свайная 283  
 средняя 283  
 уголковая 283, 295  
 шпунтовая 283  
 ячеистая 283

**Стенка напорная 275**

Стержень 45, 62, 63

Стык арматуры 148

**Текучесть 12, 36****Тело:**

изотропное 22  
 ортотропное 21  
 сплошное 11  
 трансверсально-изотропное 22

Температурный режим 140

Температуропроводность 139

**Тензор:**

деформации 18  
 напряжения 17  
 скорости деформации 20

**Теорема:**

Бетти 25  
 Кастильяно 26, 49  
 Клапейрона 25  
 Лагранжа 48

**Теория:**

Беккера 33  
 Галлея (наибольших нормальных напряжений) 31  
 Генки — Надаи (упругопластических деформаций) 38  
 Гриффитса—Хоэка 35  
 Губера—Мизеса (потенциальной энергии) 33  
 колебаний 66  
 Кулона (наибольших касательных напряжений) 32  
 Мариотта (наибольших деформаций) 32  
 Мизеса — Шлейхера — Боткина (потенциальной энергии) 34  
 Мора 32  
 наследственности 42  
 пластичности 12, 36, 37  
 ползучести 12, 40, 51  
 прочности 31  
 сейсмичности динамическая 89  
 — линейно-спектральная 70, 89, 226  
 — статическая 226  
 старения 42, 44  
 течения 41, 43  
 упрочнения 42, 43  
 упругости 11, 21  
 Шлейхера (потенциальной энергии) 34

Тепловыделение бетона 139

Теплоемкость удельная 139

Теплопроводность бетона 139

Течение квазивязкое 41

Труба отсасывающая 256, 272

**Угол:**

закручивания погонный 14  
 поворота 14, 135

Удлинение (набухание) 95

Уклои грани 155

Укорочение линейное (усадка) 95

Укрепление основания 231

**Уплотнение шва:**

в плотине арочной 219  
 — гравитационной на основании нескальном 195  
 — скальном 157  
 — контрфорсной 242  
 — стене подпорной 285

**Уравнение:**

Бельтрами—Митчелла 24  
 Генки 38  
 колебаний вынужденных 67  
 — свободных 67  
 Лагранжа 68  
 Ламе 24  
 метода сил 52  
 Папковича—Нейбера 24  
 Прандтля—Райса 38  
 равновесия (для стержня) 45  
 совместности деформаций и перемещений 45  
 трех моментов 61

Ускорение колебаний 70, 281

Устой плотины 189, 207, 221

**Устойчивость плотины:**

арочной 227  
 — береговых упоров 228  
 — основания 211  
 гравитационной на основании нескальном 195  
 — скальном 168, 177  
 контрфорсной 244, 249  
 подпорной стены 291

Устройства противотрационные 167, 194, 219, 285

**Ферма 53****Формула:**

Коши 15, 18  
 Лагранжа 48  
 Эйлера 62

**Цемент 98**

Цементация укрепительная 168

Частота колебаний собственная 67, 278

Число степеней свободы 67

**Шов:**

деформационный временный 157, 195  
 — постоянный 157, 285  
 конструктивный 214  
 межсекционный 220  
 сквозной 157  
 осадочный 241  
 периметральный 206, 208, 219  
 плоский 157  
 продольный 211, 212, 219  
 сквозной (межсекционный) 157  
 строительный 176  
 — горизонтальный 176  
 — межстолбчатый 176, 185  
 — радиальный 219  
 температурно-осадочный 195  
 температурный 240

Шов-надрез 189, 212, 219

Шов-разрез 214, 219

**Шпонка:**

асфальтовая 159, 195  
 бетонная 168  
 битумная 195  
 металлическая 219  
 синтетическая 219

Шпунт 187, 194

Штраба 219