

Э.Г. Газиев

**Механика
скальных
пород
в строительстве**



Э. Г. ГАЗИЕВ,
канд. техн. наук

МЕХАНИКА СКАЛЬНЫХ ПОРОД В С Т Р О И Т Е Л Ь С Т В Е



МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ

1973

Газиев Э. Г. Механика скальных пород в строительстве. М., Стройиздат, 1973. с.

В книге изложены основные положения и проблемы механики скальных пород в строительстве. На основе использования отечественной и зарубежной литературы освещено современное состояние изученности вопросов механики скальных пород.

Книга рассчитана на научных и инженерно-технических работников, занимающихся вопросами строительства сооружений на скальных основаниях.

Табл. 11, рис. 76, список лит.: 80 назв.

© Стройиздат, 1973

Г $\frac{0326-544}{047(01)-73}$ 102-73

Эраст Григорьевич Газиев

МЕХАНИКА СКАЛЬНЫХ ПОРОД В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

* * *

Редактор издательства Ш е р ш у к о в а М. А.
Технический редактор М о ч а л и н а З. С.
Корректор Б и р ю к о в а Л. П.

Сдано в набор 11.IV 1973 г. Подписано к печати 18.VI 1973 г. Т-08032.
Формат 84×108^{1/32} д. л. Бумага типографская № 2. 9,24 усл. печ. л.
9,73 уч.-изд. л. Тираж 4000 экз. Изд. № 3358. Зак. № 245. Цена 97 коп.

Стройиздат

103777 Москва, Кузнецкий мост, 9

* * *

Владимирская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-6

ВВЕДЕНИЕ

Уже в доисторические времена человек начал использовать скалу и камень для создания сооружений. От примитивных естественных пещер до искуснейших подземных храмов, таких, как Абу-Симбель в Египте и Гегард в Армении, от первых туннелей, сооруженных за много веков до н. э., до метрополитена, от египетских пирамид до современных многоэтажных зданий из цветного камня — такова история развития строительства в скале и из скалы.

Скальные породы используют не только в качестве строительного материала, но и как основания сооружений. Это обуславливает необходимость детального изучения их характеристик и поведения в различных условиях нагружения.

Изучением поведения скальных массивов под действием приложенных к ним сил, как природных (силы веса, тектонические или сейсмические нагрузки), так и искусственных (силы, вызванные инженерными сооружениями), занимается наука, получившая название геомеханика или механика скальных пород.

Механические характеристики скальных массивов, используемые в аналитических уравнениях, масштабных моделях или эмпирических зависимостях, позволяющих в каждом конкретном случае решить ту или иную проблему, определяются полевыми или лабораторными исследованиями.

Скальные массивы, как правило, сложены скальными породами различного геологического происхождения и возраста, формировавшимися в разных условиях и рассеченных всевозможными разрывными нарушениями. Кроме того, постоянные подвижки земной коры создают в этих породах различные напряженные состояния, существенно влияющие на их прочностные и деформативные характеристики.

Применяя в механике скальных пород законы строительной механики или сопротивления материалов, необ-

ходимо отдавать себе ясный отчет в том, что здесь мы имеем дело с нарушенным и анизотропным материалом. Характеристики этого материала должны быть тщательно изучены в каждом конкретном случае для определения пределов применимости используемых аналитических теорий.

Нужно также отметить, что если геолог изучает, анализирует и описывает скальную породу с *качественной* стороны, то инженер в силу своего математического подхода к решению проблем рассматривает скальный массив с *количественной* стороны. Синтез этих двух подходов и составляет основу механики скальных пород.

При использовании механики скальных пород в строительстве первостепенное значение приобретают такие проблемы, как определение деформируемости, прочности и устойчивости скальных оснований; устойчивости скальных откосов и бортов котлованов, подсеченных одной или несколькими плоскостями ослабления; горного давления и устойчивости подземных выработок; совместной работы сооружения и скальной породы в различных условиях нагружения.

Существует целый ряд инженерных методов, позволяющих с той или иной степенью достоверности решить поставленные задачи и получить качественные и количественные характеристики скальных пород как оснований сооружений.

Автор выражает искреннюю благодарность канд. техн. наук Д. Д. Сапегину за внимательное рецензирование рукописи и полезные замечания, позволившие существенно улучшить настоящую работу.

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

1. Естественная трещиноватость

Обычно скальный массив бывает рассечен на неправильные блоки различными системами трещин, возникших в результате тектонического воздействия, напластования осадочных и метаморфических пород, остывания изверженных вулканических пород, воздействия природных факторов, изменяющих картину естественного напряженного состояния скальной породы. Характер и ориентация этих систем трещин имеют определяющее значение для поведения скальной породы под нагрузкой.

Трещины в скальных массивах могут различаться по геометрии, морфологии, генезису и возрасту [16].

Множество параллельных или почти параллельных трещин образует систему.

Расстояния между отдельными трещинами дают представление о размерах блоков, или скальных отдельностей, в то время как величина раскрытия трещин, их характер и их заполнитель, если таковой имеется, определяют условия на контактах между блоками.

Трещины могут либо группироваться по так называемым системам, имеющим свои преобладающие азимуты и углы падения, либо, в редких случаях, представлять собой беспорядочное множество разрывов без предпочтительных или преобладающих направлений.

Трещины могут быть или сплошными с большой протяженностью, или прерывистыми, перемежающимися монолитными участками.

Для оценки поведения скального массива необходимо самое детальное изучение всех имеющихся систем трещин и их индивидуальных характеристик, основными из которых являются: азимут падения плоскости трещины; угол падения плоскости трещины; выдержанность и гус-

тота данной системы трещин; величина раскрытия трещин; средняя протяженность трещин; наличие и состав заполнителя; морфология трещин.

Для пространственной оценки и описания трещиноватости скальной породы, как правило, пользуются полярными диаграммами трещиноватости, построенными по

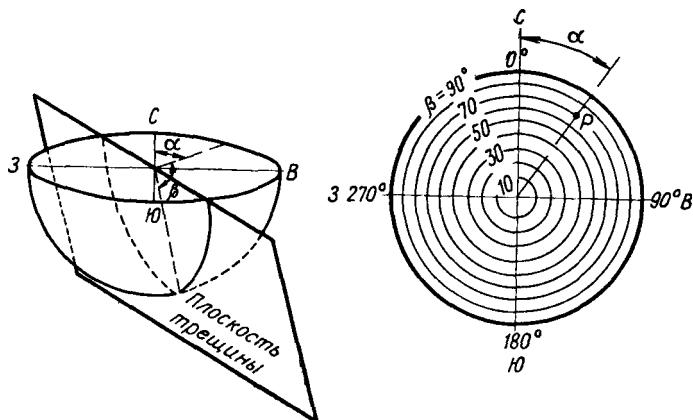


Рис. 1. Схема построения полярной диаграммы трещиноватости

принципу стереографической проекции: так называемой равноугольной диаграммой (диаграммой Вульфа), у которой расстояние r от центра до рассматриваемой точки определяется уравнением

$$r = R \operatorname{tg} (\beta/2), \quad (1)$$

либо равноплощадной диаграммой (диаграммой Ламберта—Шмидта) с расстоянием r , равным:

$$r = (\sqrt{2}) R \sin (\beta/2). \quad (2)$$

Плоскость трещины задается двумя углами: азимутом падения α и углом падения β (рис. 1). В результате на диаграмму трещиноватости можно нанести точку, соответствующую трещине. Отметив на диаграмме все зафиксированные при инженерно-геологическом обследовании трещины, получим общую картину трещиноватости скальной породы в исследуемом районе. Сгущения точек на диаграмме свидетельствуют о наличии соответ-

ствующих систем трещин. Статистически обрабатывая плотности точек на диаграмме, определяют их максимумы, показывающие преобладающие направления и углы падения трещин в данном массиве.

На рис. 2 представлена диаграмма трещиноватости скалы в створе арочной плотины Мальпассе ($H=67$ м)

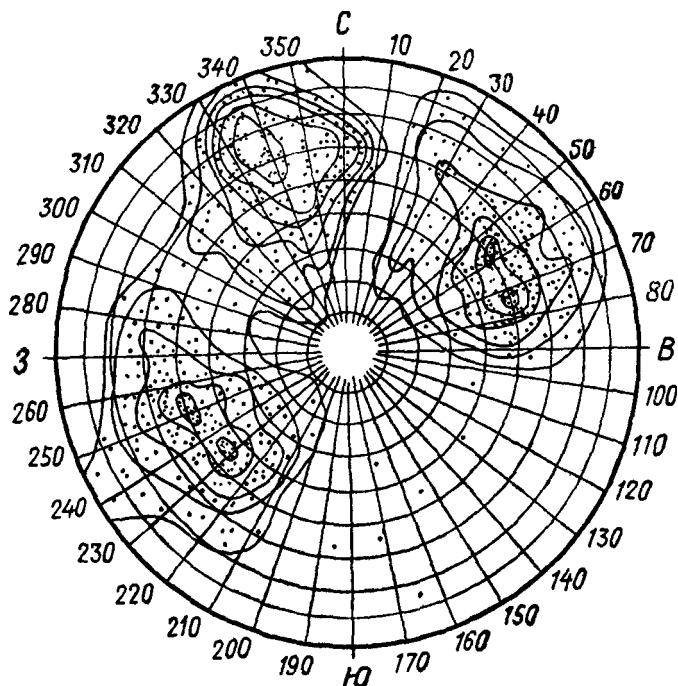


Рис. 2 Диаграмма трещиноватости скального основания в створе арочной плотины Мальпассе

во Франции [23]. Как правило, в скальном массиве существует минимум три системы трещин, так как только три системы плоскостей могут разделить массив на блоки, или отдельные. Форма и размеры этих блоков определяют структуру скального массива, а следовательно, характер и анизотропию его деформативности. Анизотропия присуща всем скальным породам в массиве. Даже граниты и базальты, не говоря уже об осадочных и метаморфических породах, следует рассматривать как анизотропные среды ввиду их микротрещиноватости.

Для характеристики блочности скальных пород в естественном залегании обычно используют следующую зависимость, позволяющую определить приведенный размер b блока скальной породы [16]:

$$b = (a_1 a_2 a_3)^{1/3} \{ [1 + (a_1 a_2 a_3 / a_4)^{1/3}] [1 + (a_1 a_2 a_3 / a_5)^{1/3}] \dots \}^{-1/3}, \quad (3)$$

где a_1, a_2, a_3 — средние расстояния между трещинами трех основных систем;

a_4, a_5 — средние расстояния между трещинами остальных систем, развитых в том же массиве.

Наряду с блочностью скальных пород для оценки их трещиноватости используют понятие о трещинной пустотности [16], представляющей собой отношение суммарного объема трещин к вмещающему объему массива горных пород:

$$P = \sum_{i=1}^n \Delta a_i / (a_i + \Delta a_i), \quad (4)$$

где Δa_i — ширина трещин i -й системы;

a_i — среднее расстояние между трещинами i -й системы;

n — число систем трещин, развитых в данном объеме массива.

Совокупность этих двух параметров — блочности и трещинной пустотности — может быть положена в основу классификации массивов скальных пород по степени их трещиноватости [16].

2. Прочность на сжатие

Общие положения. Величина прочности на сжатие скальных пород может изменяться в весьма широких пределах даже для образцов, взятых из одного и того же куска. Для примера ниже приведены интервалы изменения прочности для некоторых типов скальных пород.

Тип породы	Прочность в кгс/см ²
Гранит	370—3790
Базальт	1300—3500
Гнейс	810—3270
Известняк	60—3600
Песчаник	110—2520
Тuff	35—520
Бетон	100—500

Необходимо подчеркнуть, что прочность на сжатие следует определять на образцах одного и того же размера, вырезанных из одной и той же породы.

Обычно прочность скальных пород определяют в лаборатории на образцах следующих двух типов: цилиндрических, изготовленных из керна; призматических, выпиленных из куска породы.

Высота образца h , как правило, должна составлять $(3-5)d$, где d — поперечный размер образца. При меньшей высоте образца трение на загружаемых торцовых поверхностях может оказать влияние на измеряемую величину прочности.

Для исключения неравномерности передачи нагрузки на торцы торцовые поверхности шлифуют либо затирают гипсовым раствором. Иногда для этой цели используют жидкую серу, смешанную с измельченной глиной.

Прочность образца на сжатие определяют по разрушающей нагрузке:

$$R_c = P/S, \quad (5)$$

где P — разрушающая нагрузка;

S — площадь поперечного сечения образца.

Масштабный эффект. При увеличении размера образца увеличивается вероятность наличия в нем какой-либо случайной трещины или другого нарушения сплошности, которые могут послужить причиной ослабления его эффективного поперечного сечения. Уменьшение прочности образца с увеличением его поперечного размера было подтверждено исследованиями [23, 24]. Эта закономерность может быть выражена аналитически в виде следующей зависимости:

$$R = R_0 (L_0/L)^n, \quad (6)$$

где R — прочность образца характерным размером (например, его диаметром) L ;

R_0 — прочность образца, принятого в качестве эталонного, характерным размером L_0 ;

n — показатель степени, который, как правило, имеет значение от 0,1 до 0,5.

Эта зависимость может быть использована для определения не только прочности образцов различного диаметра, но и разрушающей нагрузки при вдавливании штампа в скальный массив [26], а также прочности на срез скального массива [24]. Причем значение показате-

ля степени n прямо пропорционально степени трещиноватости скалы и в этом смысле может служить своеобразным критерием для оценки трещиноватости скального массива.

В сильно трещиноватых квазиоднородных породах масштабный эффект может сказываться очень слабо, не пропорционально n .

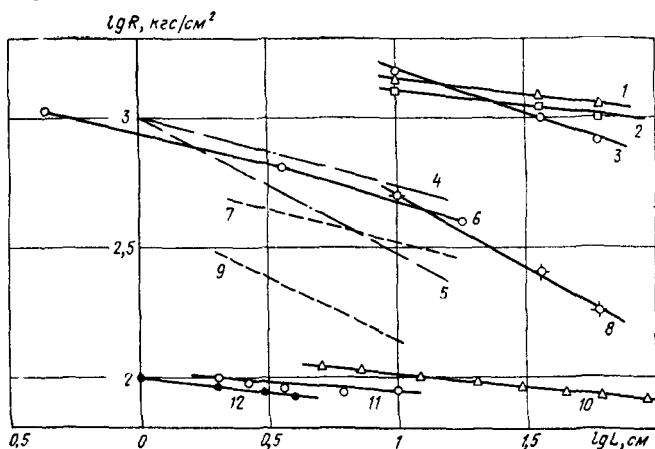


Рис. 3. Зависимость прочности различных скальных пород от характерного размера поперечного сечения испытываемого образца

1 — гнейс с биотитом ($n=0,12$); 2 — известняк ($n=0,12$); 3 — гнейс ($n=0,34$); 4 — трещиноватая среда по Гольдштейну ($n=0,27$); 5 — то же ($n=0,52$); 6 — слоистый песчаник по Джансу ($n=0,3$); 7 — среднеспроцная глина по Дженкинсу ($n=0,25$); 8 — гнейс ($n=0,56$); 9 — сухая хрупкая глина по Дженкинсу ($n=0,475$); 10 — бетон ($n=0,1$); 11 — мрамор ($n=0,07$); 12 — гипс по Хайашин ($n=0,12$)

На рис. 3 приведены результаты исследований масштабного эффекта на различных скальных породах.

Дисперсия результатов. Испытав большое количество одинаковых образцов одной и той же скальной породы, можно получить весьма большой разброс величин прочности. Типичная гистограмма дисперсии результатов испытаний представлена на рис. 4.

Для статистической обработки этих результатов обычно пользуются следующими характеристиками:

среднеарифметическим значением прочности

$$R_0 = n^{-1} \sum_{i=1}^n R_i; \quad (7)$$

среднеквадратичным отклонением результатов от среднего значения для данной группы образцов

$$r = \pm \sqrt{[n^{-1} \Sigma (R_i - R_0)^2]}; \quad (8)$$

коэффициентом вариации.

$$C_v = r/R_0 = \sqrt{[n^{-1} \Sigma (K - 1)^2]}, \quad (9)$$

где n — число испытанных образцов;

R_i — прочность i -го образца;

$K = R_i/R_0$ — модульный коэффициент.

На основании результатов испытаний большого количества образцов одной и той же скальной породы можно построить график распределения (обеспеченности) прочности. По оси ординат этого графика откладывают полученные величины прочности, а по оси абсцисс — суммарное количество образцов, имевших прочность, большую или равную полученной в каждом случае.

График распределения прочности можно построить и в безразмерных координатах, откладывая по оси ординат величины отношения значений прочности к среднеарифметическому ее значению, а по оси абсцисс процент «обеспеченности» этой прочности, принимая общее количество испытанных образцов за 100%.

В виде такой безразмерной диаграммы можно представить результаты испытаний образцов различных скальных пород (рис. 5).

Интересно отметить, что для рассмотренных скальных пород с прочностью на сжатие от 180 до 1490 кгс/см² полученные результаты составили практически одну кривую распределения прочности, причем среднеарифметическое значение прочности соответствует примерно 55%-ной обеспеченности.

Аналогичный график можно построить и по результатам определения прочности на растяжение (рис. 6). Оче-

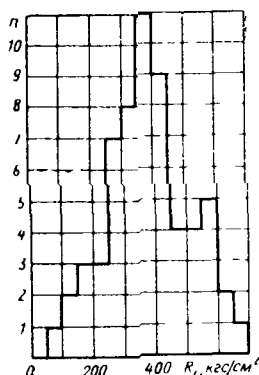


Рис. 4. Гистограмма прочности гнейса на осевое сжатие ($n=60$; $R_0=380$ кгс/см²; $r=135$ кгс/см²; $C_v=0,36$)

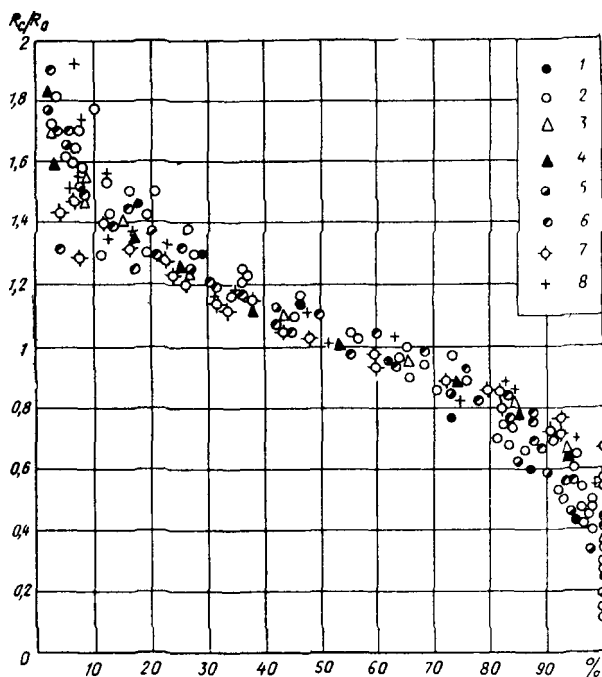


Рис. 5. График распределения (обеспеченности) прочности на сжатие скальных пород в створе арочной плотины Мальпасе [23]

Условное обозначение	Скальная порода	$d, \text{мм}$	Количество образцов	$R_c, \text{кгс/см}^2$	$\gamma, \text{кгс/см}^3$	C_v
1	Гнейс М-II	36	63	580	240	0,42
2	Гнейс серый. МIII-2	36	152	365	165	0,45
	МIII-2А	36	78	527	190	0,36
		36	57	250	98	0,39
		60	33	180	62	0,35
	МIII-2В	36	54	470	170	0,36
	МIII-2С	36	41	365	130	0,35
3	Гнейс зеленый МIII 3	36	49	680	195	0,29
4	Гнейс с биотитом МIII-5	36	64	850	240	0,28
5	Гнейс фиолетовый МIII-6	36	60	380	135	0,36
6	Гнейс МIII-7	10	47	1490	410	0,28
		36	38	970	290	0,30
		60	32	795	250	0,31
7	Гнейс с биотитом и мусковитом	10	54	1400	325	0,23
		36	62	1180	300	0,25
		60	27	1115	230	0,20
8	Нарушенный известняк	10	57	1260	300	0,24
		36	51	1090	405	0,37
		60	40	900	240	0,27

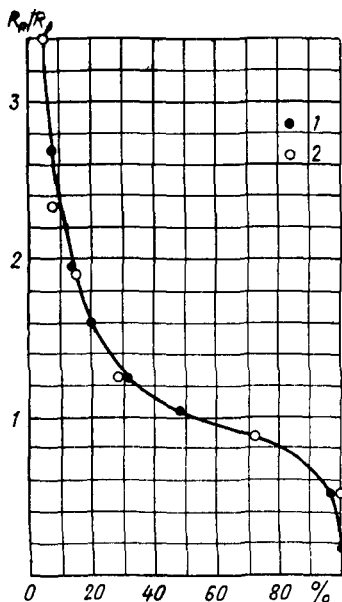
видно, что в этом случае коэффициент вариации будет больше.

Для правильного назначения величины расчетной прочности необходимо исходить из требуемой степени надежности сооружения, определяемой соответствующим процентом обеспеченности прочности.

Обеспечить 100%-ную надежность невозможно. Практически достижима надежность 99,9%, но ее обеспечение

Рис. 6. График распределения (обеспеченности) прочности на растяжение гнейса МПН-2 в створе плотины Мальпассе

Условное обозначение	d , мм	Количество образцов	R_p , кгс/см ²	r , кгс/см ²	C_v
1	10	29	14	10	0,71
2	36	14	14	7	0,50



весьма дорого и поэтому она назначается редко. Для каждого конкретного сооружения надо выбирать оптимальную надежность; для ответственных сооружений она, вероятно, должна составлять 85—95%.

Прочность скалы в массиве. Все, что говорилось выше о прочности скальных пород на сжатие, относилось к прочности отдельного образца, подвергнутого одноосному сжатию при возможности его бокового расширения.

Однако в реальных условиях скальная порода, выполняющая роль основания сооружения, работает как полупространство, загруженное на какой-то ограниченной площади. Какова в этом случае несущая способность

скалы? Возможно ли ее разрушение и каков его характер? Какими должны быть расчетные предпосылки?

Это весьма актуальные и интересные вопросы, особенно при расчете и проектировании таких сооружений, как арочные плотины, где с целью максимального использования бетонного сечения арок значительные усилия передаются на довольно ограниченную площадь скального основания.

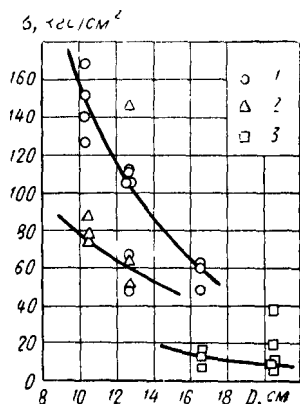


Рис. 7. Зависимость прочности скальных пород на раздавливание от диаметра штампа D

1 — железная руда, 2 — железная охра; 3 — пепловый туф

Интересный анализ в этом направлении был выполнен Коатсом и Джаенджем [26], которые, базируясь на критериях теории прочности Гриффитса¹ и учитывая характер распределения напряжений под жестким штампом, рассмотрели разрушение скалы по схеме выдавливания клина и выразили прочность скалы в массиве следующей зависимостью:

$$\sigma = KR_c/B^n, \quad (10)$$

где R_c — прочность скальной породы на одноосное сжатие;

B — ширина штампа;

K, n — экспериментальные параметры.

На рис. 7 приведены результаты исследований, проведенных в штольнях на различных породах. Нагрузка на скалу создавалась гидравлическими домкратами через штампы различного диаметра и увеличивалась до разрушения породы. Обратная пропорциональность прочности скалы диаметру штампа свидетельствует о влиянии масштабного эффекта [см. зависимость (6)].

Следует отметить, что все проведенные до настоящего времени испытания несущей способности (прочности) скалы в массиве выполнялись при использовании штампов весьма ограниченного размера. Это обстоятельство не позволяет пока составить определенного суждения о

¹ См. п. 5 данной главы.

влиянии масштабного эффекта на прочность скалы в массиве при большой площади опирания сооружений. Очевидно, что снижение прочности с увеличением диаметра штампа будет наблюдаться лишь до определенной величины этого диаметра, зависящей от линейного размера блоков скального массива. При дальнейшем увеличении диаметра штампа (когда он превысит размер блоков в несколько раз) прочность скалы в массиве, вероятно, будет увеличиваться.

3. Прочность на растяжение

Всегда очень сложно говорить о прочности скалы на растяжение. Наличие в скальной породе, как правило, множества поверхностей нарушения, трещин и микротрещин часто не позволяет произвести испытание скального образца на осевое растяжение. Почти половина образцов разрушается при их подготовке к эксперименту, а у испытанных образцов влияние имеющихся микронарушений обычно настолько велико, что иногда трудно оценить ту часть поперечного сечения образца, которая фактически воспринимала растягивающие напряжения.

Ниже описаны существующие методы определения прочности скальных образцов на растяжение.

Простое осевое растяжение. Это наиболее старый и наименее точный метод, поскольку очень сложно закрепить образец в разрывной машине так, чтобы не создать концентрации напряжений в местах закрепления, кроме того, практически трудно обеспечить осевое приложение растягивающего усилия, предотвращающее появление изгибающего момента в исследуемом сечении образца.

Как правило, исследования проводят на цилиндрических образцах, закрепленных (серой или гипсом) в металлических обоймах. Нагрузку прикладывают через тяги, имеющие карданные шарниры, либо через тяги в виде обыкновенных цепей. Для исключения влияния веса образца, который передается на его поперечное сечение, обоймы скрепляют пружинными устройствами.

На рис. 8 показана установка для испытания образцов на растяжение с приспособлением для замера продольных и поперечных деформаций, применяемая в лаборатории материалов Министерства гидравлических ресурсов Мексики.

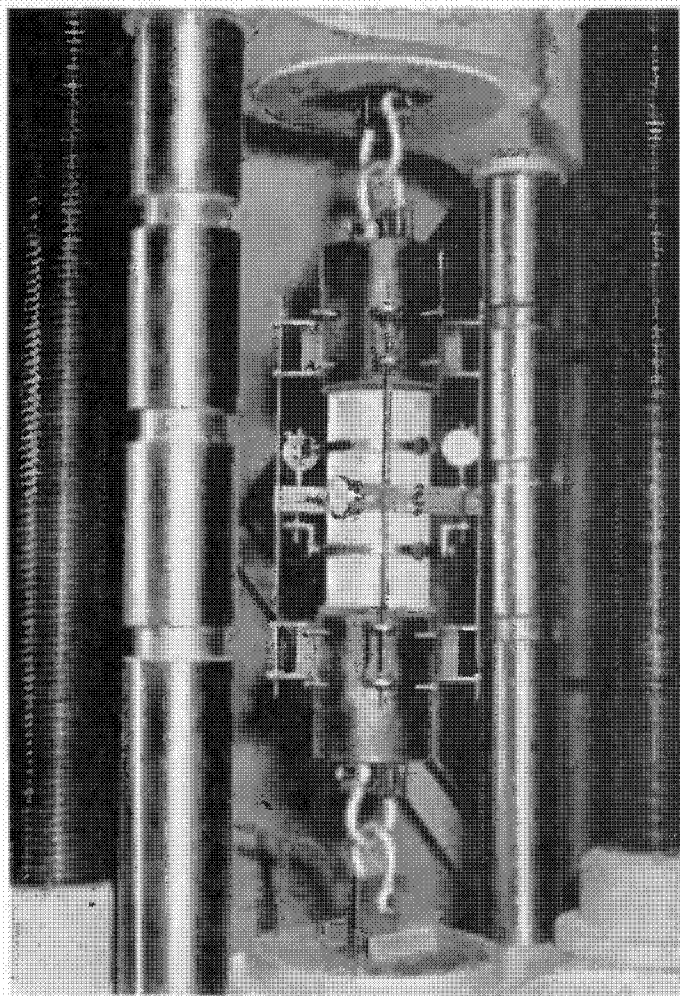


Рис 8 Установка для испытания цилиндрических образцов на растяжение

Прочность образца на растяжение определяется в этом случае по зависимости

$$R_p = P/S_p, \quad (5')$$

где P — разрушающая нагрузка;

S_p — площадь поперечного сечения образца, по которому произошел разрыв (за вычетом участков, не воспринимающих растягивающих усилий).

Раздавливание цилиндра по диаметру. Если сжимать цилиндрический образец по двум взаимно противоположным образующим, то в диаметральной его плос-

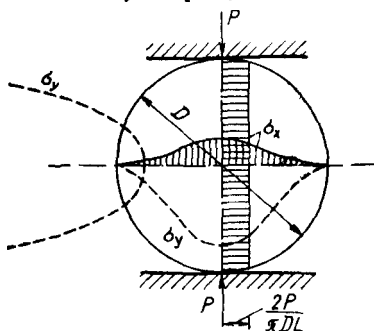


Рис. 9. Распределение растягивающих σ_x и сжимающих σ_y напряжений в диске (цилиндре) при его сжатии по диаметру

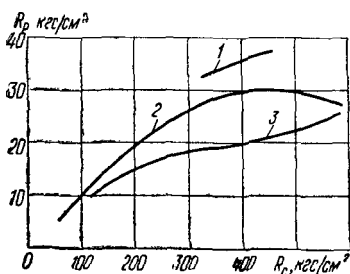


Рис. 10 Зависимость прочности бетонных образцов от метода испытания

1 — изгиб, 2 — раздавливание цилиндра по диаметру, 3 — осевое растяжение

кости, проходящей через эти образующие, возникнет почти равномерное поле растягивающих напряжений (рис. 9).

Средняя величина этих напряжений может быть определена по формуле [23]:

$$\sigma_x = 2P/\pi DL, \quad (11)$$

где P — приложенная нагрузка;

D — диаметр цилиндра;

L — длина образующей цилиндра.

В другой диаметральной плоскости, перпендикулярной рассмотренной, возникнут сжимающие напряжения, достигающие максимума в центре цилиндра:

$$\sigma_y = 6P/\pi DL. \quad (12)$$

Как видно, сжимающие напряжения в цилиндре превосходят растягивающие в 3 раза. У скальных пород прочность на сжатие всегда превышает прочность на растяжение в 8—10 раз и более. Это и позволяет использовать метод раздавливания цилиндра по диаметру для определения прочности на растяжение поликристаллических материалов.

Значение прочности этих материалов на растяжение подсчитывают по формуле (11), подставляя в нее величину раздавливающей нагрузки.

Благодаря простоте этого метода его широко применяют на практике, причем всегда предполагают, что он дает величины прочности на растяжение, идентичные величинам прочности при осевом растяжении.

В 1967 г. группой инженеров компании КАРСА в Мексике были опубликованы результаты исследований по сопоставлению величин прочности на растяжение, полученных при осевом растяжении, при раздавливании цилиндров по диаметру и при изгибе призматических образцов [42]. Исследованиями установлено, что разные методы испытания дают различные величины прочности. Для примера на рис. 10 приведены результаты испытаний 47 цилиндрических образцов бетона на осевое растяжение, 636 цилиндрических образцов из тех же замесов бетона на раздавливание по диаметру и 48 призматических образцов на изгиб. Как видно, лишь для образцов с прочностью на сжатие до 100 кгс/см^2 и более 600 кгс/см^2 полученные при раздавливании результаты практически совпадают с результатами, полученными при осевом растяжении. Для образцов с прочностью на сжатие 400 кгс/см^2 раздавливание по диаметру дает величины прочности на растяжение, в 1,5 раза превышающие величины прочности, полученные при осевом растяжении. При испытаниях на изгиб получают, как правило, еще более высокие величины прочности на растяжение.

Профессора университета в Киото Йошио Хирамацу и Юкитоши Ока [46] на основе теоретического изучения распределения напряжений в диске, кольце и пластинке при раздавливании их по одной из осей симметрии пришли к выводу о возможности рекомендовать для определения прочности на растяжение одно общее выражение:

$$R_p = KP/he, \quad (13)$$

где K — коэффициент, для диска равный $2/\pi$, для пластинки определяемый по графику на рис. 11, а, для кольца — по графику на рис. 11, б, для бесформенного образца равный 0,9;

P — раздавливающая нагрузка;

h — высота образца (диаметр в случае диска или кольца);

e — толщина образца (для бесформенного образца $e=h$).

Как видно, этот метод позволяет определить прочность на растяжение при раздавливании не только соот-

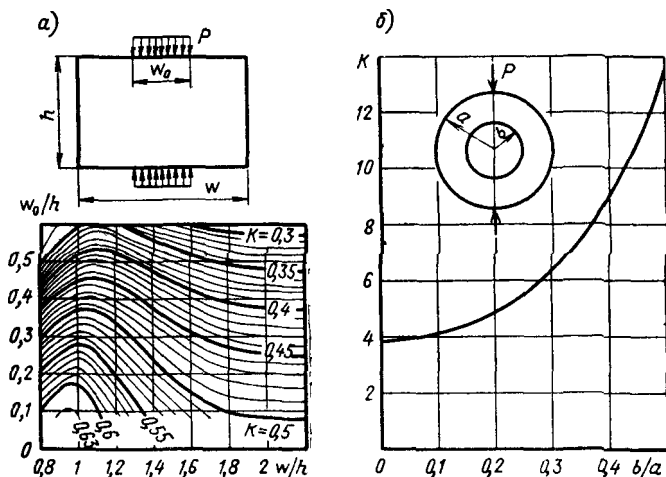


Рис. 11. Графики для определения величины коэффициента K при раздавливании образца

а — в виде пластинки; б — в виде кольца

ветствующим образом подготовленных образцов (диск, кольцо, пластинка), но и бесформенных кусков скальной породы.

Для ориентировочной оценки прочности скального материала на растяжение иногда используют приближенный экспресс-метод, заключающийся в раздавливании под прессом произвольного бесформенного (по возможности округлого) куска скальной породы.

Прочность на растяжение в этом случае может быть определена также по зависимости, предложенной М. М. Протодяконовым [7, 23]:

$$R_p = P/V^{2/3}, \quad (14)$$

где P — раздавливающая нагрузка;
 V — объем испытываемого образца.

Метод центробежного разрыва образца. Применительно к скальным образцам этот метод был использован во Франции Жаном Бернэ при исследовании пород створа плотины Мальпассе [23]. Испытания были проведены на центробежном приборе Бертье, в котором образец диаметром 36 мм и длиной 18 см помещается в стальной цилиндр внутренним диаметром и длиной, несколько превышающими соответствующие размеры образца. При вращении цилиндра относительно оси, проходящей через середину цилиндра перпендикулярно его оси, образец занимает предельное положение у одного из торцов цилиндра и начинает испытывать воздействие растягивающих напряжений, вызванных центробежными силами. Эти напряжения достигают максимального значения в средней части образца:

$$\sigma_x = 0,5\rho\omega(Lx - x^2), \quad (15)$$

где ρ — плотность скальной породы;
 ω — скорость вращения образца в об/сек;
 L — длина образца;
 x — линейная координата, изменяющаяся от нуля до $L/2$.

Таким образом, зная скорость вращения ω , при которой произошло разрушение образца, плотность исследуемого скального материала ρ и положение плоскости разрыва x относительно одного из торцов образца, можно определить прочность данного скального материала на растяжение по формуле (15).

Преимуществом этого метода является то, что объемные инерционные силы обеспечивают приложение растягивающих усилий строго по оси образца при равномерном распределении растягивающих напряжений в любом его поперечном сечении.

4. Прочность на сдвиг (срез)

Общие положения. Прочность скальной породы на сдвиг является одной из наиболее важных ее характеристик, нередко представляющей больший интерес, чем прочность на сжатие и растяжение.

Обычно прочность скальной породы на сдвиг задается двумя параметрами: c и f , не несущими определенного физического смысла, а являющимися лишь математическими параметрами прямой линии, заменяющей криволинейную зависимость τ — σ на каком-то определенном интервале напряжений.

Кроме указанных параметров c и f , определяющих прочность на сдвиг по «монолитной» породе или по трещине с зацеплениями, следует упомянуть угол внутреннего трения φ или коэффициент трения $\operatorname{tg} \varphi$ по уже образовавшейся поверхности скольжения; последний не следует отождествлять с вышеупомянутым параметром f . Это различные характеристики (хотя бы потому, что они соответствуют различным состояниям породы в зоне сдвига) и их отождествление может привести к серьезным ошибкам.

Как будет показано далее, кривая прочности, получаемая при испытаниях на прямой сдвиг, в принципе отличается от огибающей кругов Мора, так как при испытаниях на прямой сдвиг одно из главных напряжений всегда растягивающее, а при построении огибающей кругов Мора по результатам трехосного сжатия все три главных напряжения могут быть как растягивающими, так и сжимающими. Кроме того, при испытаниях на трехосное сжатие разрушение образца происходит не по заранее заданной поверхности, а по одной из главных площадок.

Следует также учесть, что при трехосном испытании определяется интегральная прочность материала в условиях неоднородного поля напряжений, в то время как при прямом сдвиге определяется прочность элементарного объема при однородном поле напряжений.

Таким образом, в качестве основных параметров, определяющих сопротивляемость скальной породы сдвигу, рассматриваются прочность на сдвиг (срез) по монолиту или по трещине с зацеплениями при определенном уровне нормальных напряжений и прочность на сдвиг по образовавшейся поверхности скольжения, характеризующая коэффициентом трения.

Испытания на сдвиг (срез) производят приложением к образцу постоянной нормальной нагрузки N и сдвигающей нагрузки T , которая возрастает от нуля до максимального значения. В процессе испытания образца заме-

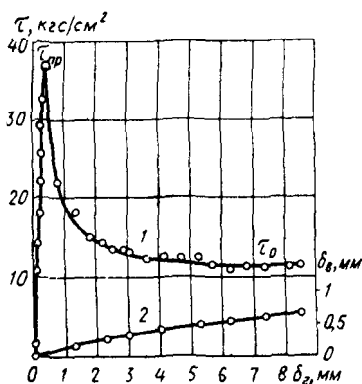


Рис. 12. Диаграмма «напряжение—деформация» при сдвиге (срезе) гнейса ($\sigma = 15 \text{ кгс/см}^2$)

1 — кривая зависимости горизонтальных смещений верхней части образца от величины касательного напряжения; 2 — кривая зависимости вертикальных смещений верхней части образца от ее горизонтальных смещений

ряют его вертикальные и горизонтальные деформации или, точнее, смещения его верхней части относительно нижней. Во всех случаях для выявления величины остаточного напряжения при сдвиге τ_0 необходимо продолжать испытание до получения больших величин смещений (порядка 5—10 мм, а иногда и более).

На рис. 12 представлена диаграмма «напряжение — деформация», полученная при таком испытании.

Возрастание сдвигающей нагрузки T при постоянной нормальной нагрузке N приводит к изменению поля напряжений в образце вследствие

поворота площадок главных напряжений. Заданная поверхность среза никогда не совпадает с главной площадкой, за исключением случая $T=0$, и с увеличением T все больше отклоняется от нее. Графически это может быть проиллюстрировано кругом Мора, который, не изменяя своего центра, увеличивает свой радиус (вследствие увеличения τ) до тех пор, пока не коснется предельной огибающей кругов Мора (рис. 13).

В этот момент в зоне сдвига появляются трещины растяжения, наклоненные к заданной поверхности среза под углом θ . Учитывая, что при испытании на прямой сдвиг главное напряжение σ_1 всегда растягивающее, получим:

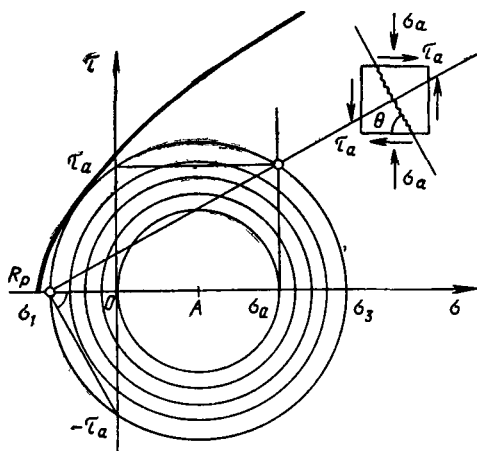
$$\operatorname{tg} \theta = (\sigma_1 - \sigma_a) / \tau_a = \tau_a / \sigma_1, \quad (16)$$

где σ_a — нормальное напряжение в образце;
 τ_a — касательное напряжение в образце.

Принимая, что предельная огибающая кругов Мора, согласно теории прочности Гриффитса (см. п. 5 данной главы), описывается уравнением

$$\tau^2 = 4R_p(R_p - \sigma), \quad (17)$$

Рис. 13. Достижение предельного состояния вследствие возрастания касательного напряжения при постоянном нормальном напряжении



легко установить, что при $-\sigma_a \leq 2R_p$ образующийся круг Мора будет касаться огибающей в одной и той же точке $\sigma_1 = R_p$. В этом случае получим

$$\operatorname{tg} \theta = (R_p - \sigma_a) / \tau_p = \tau_p / R_p, \quad (18)$$

где τ_p — касательное напряжение, соответствующее моменту начала трещинообразования.

Таким образом, трещины растяжения появляются в образце при достижении касательным напряжением величины

$$\tau_p^2 = R_p(R_p - \sigma_a). \quad (19)$$

Для условий, когда $-\sigma_a \geq 2R_p$, это уравнение запишется так:

$$\tau_p^2 = -0,25\sigma_a(\sigma_a + 8R_p). \quad (20)$$

Однако начало трещинообразования по указанным наклонным площадкам еще не означает разрушения по заданной поверхности среза. Это разрушение, произойдет, когда будет исчерпана ее прочность на сдвиг, т.е. когда действующее по ней касательное напряжение достигнет максимальной величины.

Таким образом, после достижения касательным напряжением по заданной (нормальной к напряжению σ_a) поверхности величины τ_p и образования наклонных трещин оно продолжает расти, развивая процесс разрушения

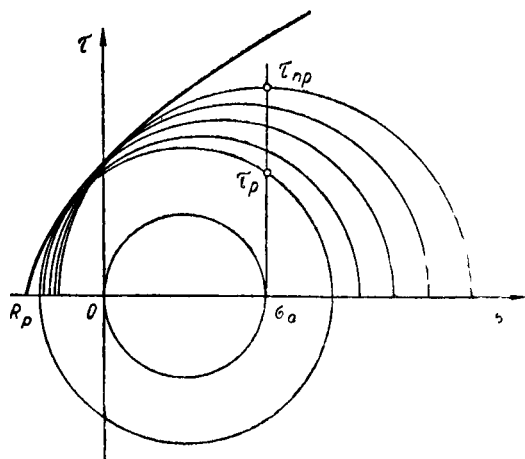


Рис 14 Изменение предельного состояния при возрастании касательного напряжения до максимума $\tau_{пр}$

ния материала в зоне сдвига. Графически это может быть представлено серией предельных кругов Мора, скользящих по огибающей до достижения касательным напряжением максимального значения $\tau_{пр}$ (рис. 14). В этот момент происходит разрушение (скол) материала по заданной площадке. Исходя из предпосылки, что огибающая кругов Мора описывается уравнением Гриффитса (17), можно записать выражение для величины предельной прочности на сдвиг:

при $-\sigma_a \leq R_p$

$$\tau_{пр} = -\sigma_a + R_p; \quad (21)$$

при $-\sigma_a \geq R_p$

$$\tau_{пр}^2 = -4R_p \sigma_a. \quad (22)$$

На рис. 15 наряду с предельной огибающей кругов Мора приведены кривая прочности на сдвиг по пределу трещинообразования $\tau_p = F(\sigma_a)$ и кривая предельной прочности на сдвиг $\tau_{пр} = F(\sigma_a)$.

Рассмотрим поведение скального материала при испытании его на прямой сдвиг в заданном направлении

при величине нормального напряжения $\sigma_a = \sigma'_a$. С возрастанием касательного напряжения вначале происходят упругие или квазиупругие деформации сдвига, в связи с чем диаграмма τ — δ имеет прямолинейное или близ-

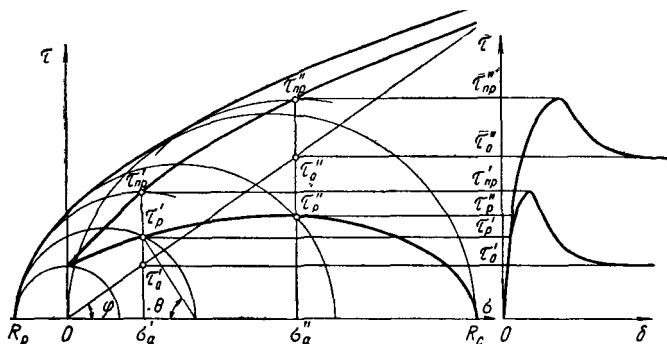


Рис. 15. Диаграмма прочности скального материала на сдвиг (срез)

кое к прямолинейному очертание. При достижении касательным напряжением величины τ'_p начинается процесс трещинообразования в образце, вследствие чего диаграмма τ — δ приобретает криволинейный характер. Возникающие в этот момент трещины растяжения ориентированы под углом θ к будущей поверхности скола.

При дальнейшем возрастании сдвигающей нагрузки происходит раскрытие этих трещин и появляются вторичные трещины. При достижении сдвигающей нагрузкой максимального значения происходит скол образца по заданной поверхности сдвига.

Этот момент характеризуется достижением касательным напряжением максимума τ'_{pr} , что видно из диаграммы τ — δ , представленной на рис. 15. Однако следует иметь в виду, что образование сквозной поверхности сдвига происходит по уже разрушенной зоне с множеством ранее возникших трещин растяжения и изгиба. Это как бы завершающий аккорд процесса разрушения, фактически начавшегося в момент появления первых трещин.

О том, что процесс разрушения в зоне сдвига начинается еще до достижения касательным напряжением максимальной величины τ_{pr} , свидетельствует также характер

вертикальных деформаций исследуемого целика. Рассматривая изолированно деформации на верховой, низовой и боковых гранях сдвигаемого целика, можно констатировать следующее:

1) вертикальные деформации на верховой грани при возрастании сдвигающего усилия вначале равны нулю,

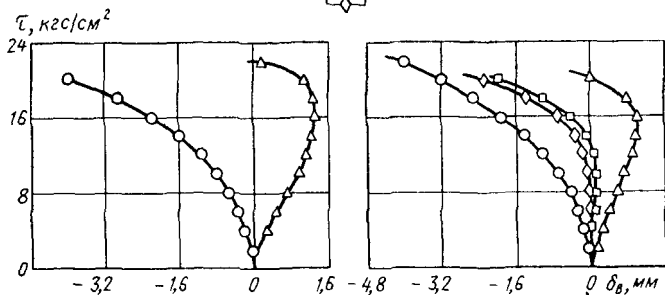
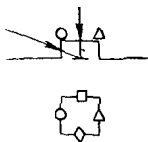


Рис 16 Вертикальные смещения при сдвиге целиков скалы в створе плотины Альто Рабагао в Португалии при $\sigma = 1 \text{ кгс/см}^2$ (положительным вертикальным смещением считается смещение вниз)

а затем постепенно начинают возрастать, свидетельствуя о расширении исследуемой зоны сдвига;

2) вертикальные деформации на низовой грани вначале указывают на сжатие зоны сдвига, а затем при определенной величине сдвигающего усилия, близкого к разрушающему скалывающему усилию $\tau_{пр}$, также начинают возрастать, свидетельствуя о начавшемся процессе расширения;

3) вертикальные деформации на боковых гранях соответствуют некоторым средним значениям между описанными величинами деформаций на верховой и низовой гранях.

Для примера на рис. 16 представлены два графика вертикальных смещений, замеренных при проведении полевых испытаний на сдвиг целиков в створе плотины Альто Рабагао [48]. Как видно из этих графиков, при определенной величине сдвигающего усилия вертикаль-

ные деформации на «низовой» грани сдвигаемого целика меняют знак, переходя в область отрицательных значений, т.е. указывая на начавшееся увеличение объема материала в зоне сдвига. Аналогичные результаты были получены при проведении уникальных испытаний на сдвиг скального целика размером $8 \times 12 \times 7$ м (высота) при строительстве Красноярской ГЭС [32]. Это же явление было отмечено Мюллером при проведении исследований в Японии [48].

Увеличение объема скального материала в зоне сдвига свидетельствует о начавшемся процессе разрушения, т.е. о достижении материалом предела прочности.

Отсюда следует, что предотвращение возможности расширения скального массива в зоне сдвига с помощью преднапряженных анкеров может существенно повысить его прочность на сдвиг.

После образования сплошной поверхности скольжения верхняя часть образца, отделенная от нижней, получает большую свободу в своих смещениях, вследствие чего горизонтальные деформации растут значительно быстрее. Касательное напряжение резко падает до величины τ_0 , характеризующей трение на контакте и сохраняющей постоянное значение при данной нормальной нагрузке. В это время горизонтальные деформации начинают интенсивно расти, а осредненные вертикальные деформации, возмставшие с начала испытания, практически становятся постоянными (см. рис. 12).

Аналогичный характер поведения материала перед разрушением будет обнаружен и при испытании его при величине нормального напряжения $\sigma_a = \sigma_a^*$ (см. рис. 15).

После образования сплошной поверхности скольжения, т.е. после скола материала по заданной площадке, его прочность на сдвиг определяется величиной

$$\tau_0 = -\sigma_a \operatorname{tg} \varphi. \quad (23)$$

Коэффициент трения $\operatorname{tg} \varphi$ является характеристикой образующего контакт материала и не зависит от формы и шероховатости контактной поверхности, а также от величины нормальных напряжений. Для скальных пород величина коэффициента трения, по-видимому, колеблется в довольно узких пределах, как правило, от 0,5 до 0,8. Это — наиболее стабильная характеристика, не подверженная заметному влиянию масштабного эффекта.

На рис. 17 представлены результаты испытания на сдвиг одной и той же скальной породы для образцов разного размера. Как видно из приведенного графика, точки, соответствующие величинам максимального напряжения $\tau_{пр}$, отличаются большим разбросом, а точки,

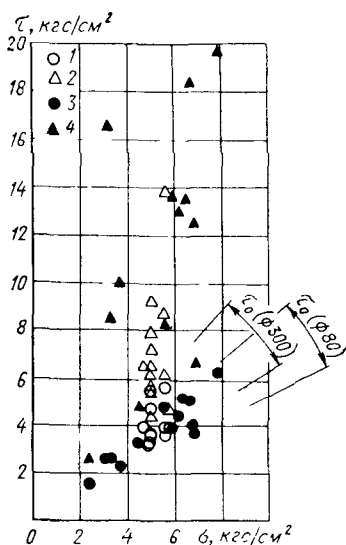


Рис. 17. Прочность на сдвиг известняка с глинистой прослойкой

1 — τ_0 для образцов диаметром 300 мм, 2 — $\tau_{пр}$ для образцов диаметром 300 мм; 3 — τ_0 для образцов диаметром 80 мм, 4 — $\tau_{пр}$ для образцов диаметром 80 мм

соответствующие значениям остаточной прочности, характеризующей угол трения по контакту, располагаются весьма компактно.

Рассматривая сдвиг скального массива по уже имеющейся трещине, следует различать два возможных случая:

1) по трещине с неровными поверхностями еще не происходило смещения массива (например, температурная трещина, трещина напластования, трещина бортового отпора и т. п.);

2) по трещине скольжения в прошлом происходили подвижки, в результате которых сглажены первоначальные неровности контакта.

В первом случае для образования поверхности скольжения должен произойти скол всех неровно-

стей (бугорков), обеспечивающих зацепление на контакте. Принципиальной разницы в поведении при сдвиге массива с такой трещиной и описанного выше монолитного скального массива нет.

Однако иногда считают, что наличие трещины, а следовательно, сплошного, хотя и неровного, контакта должно внести существенное изменение в характер смещения верхней части скального массива относительно нижней.

Действительно, при весьма небольших величинах нормальных напряжений на контакте в поведении таких блоков под сдвигающей нагрузкой могут наблюдаться аномалии, что может привести к значительным ошибкам в определении сдвиговых характеристик.

При наличии слабого заполнителя в виде дресвы или глинистого материала в промежутках между имеющимися жесткими контактами неровностей (бугорков) трещины нельзя исходить из среднеарифметической величины прочности, вычисленной для скальной породы и материала заполнителя, так как фактическая прочность в значительной степени (если не полностью) будет определяться прочностью жестких контактов, поскольку вследствие податливости мягкого заполнителя сдвигающие усилия полностью концентрируются на жестких контактах. После срыва неровностей (бугорков) и начавшегося скольжения влияние характеристик мягкого заполнителя становится более ощутимым и сопротивление сдвигу по контакту в значительной степени начинает определяться внутренним углом трения заполнителя. Конечно, к каждой конкретной трещине необходим индивидуальный подход в зависимости от величины ее раскрытия, формы, протяженности и характера заполнителя. При значительной протяженности трещины обычно после небольшого относительного смещения ее бортов образуются новые жесткие контакты, и сопротивление сдвигу резко возрастает.

Во втором, подлежащем рассмотрению, случае иногда справедливо принятие так называемой «пессимистической гипотезы о нулевом сцеплении» [31], и характеристика прочности определяется лишь величиной остаточной прочности τ_0 , что графически может быть представлено прямой, исходящей из начала координат τ — σ под углом φ к оси σ (см. рис. 15), т. е. в этом случае прочность контакта на сдвиг определяется исключительно углом трения материала по контакту.

Экспериментальные методы определения прочности на сдвиг. Определение прочности скальной породы на сдвиг проводят как в лабораторных, так и в полевых условиях.

В лабораторных условиях прочность скального материала на сдвиг обычно определяют по схеме «прямого сдвига». Для осуществления этого испытания создано много различных установок. Так, во ВНИИГ

им. Б. Е. Веденеева в Ленинграде создан большой сдвиговой стенд, который позволяет производить испытания скальных образцов диаметром порядка 80—100 см [6].

Однако, даже несмотря на столь значительные размеры образцов, получаемые результаты не являются достаточно характерными для скального массива. В связи с этим основным методом испытания следует признать метод полевых исследований.

Полевые испытания скалы на сдвиг проводят обычно в специальных подземных галереях или штольнях, проходку которых следует осуществлять без применения взрывчатки. В центре этих штолен оставляют столбы из подлежащей изучению породы, которые затем отрезают от кровли, получая, таким образом, скальные целики, освобожденные от контакта с окружающей породой по бокам и сверху и сохраняющие контакт лишь по основанию. При выполнении операций по «освобождению» целика от окружающей породы необходимо стремиться к предохранению области сдвига от разгрузки и разуплотнения.

Для возможности приложения к целику вертикальной и горизонтальной нагрузок и их распределения по всей площади контакта его одевают в железобетонную рубашку. Нормальную (обычно вертикальную) нагрузку прикладывают с помощью гидравлических домкратов, стальных строганых плит и катков между ними для обеспечения возможности касательного смещения целика.

Сдвигающую нагрузку также прикладывают с помощью гидравлических домкратов, как правило, под некоторым углом к поверхности сдвига для ликвидации момента сдвигающей силы относительно центра тяжести сечения плоскости сдвига (рис. 18).

Как показывают исследования, рассматриваемая схема испытания целика (штампа) не всегда позволяет определить прочность скального материала на сдвиг, давая обычно существенно искаженные и заниженные результаты. Вероятно, указанная схема загрузки может быть успешно использована лишь при определении прочности на сдвиг по ослабленному контакту или прослою в основании штампа.

Испытания проводят для целиков, не содержащих выдержанной трещины, и для целиков, содержащих исследуемую трещину или прослойку. С увеличением раз-

мера целика возрастает достоверность получаемых результатов, которые должны быть распространены на весь скальный массив или на все трещины изученного типа. В связи с этим для особо важных сооружений часто производят испытания больших целиков, площадь сдвига у которых измеряется уже несколькими квадратными метрами, а иногда и десятками их

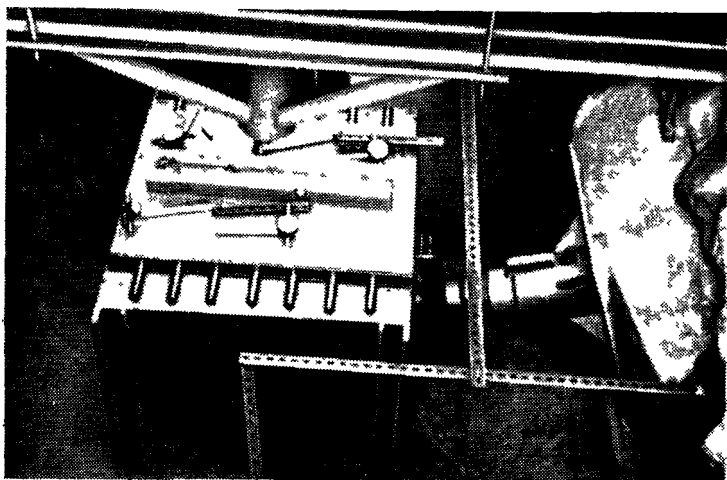


Рис. 18. Общий вид установки для сдвига скального целика в экспериментальной камере

Так, при сооружении плотины Братской ГЭС на р. Ангаре было проведено испытание целика скальной породы размером в плане 7×7 м и высотой 5,5—6 м [6]. Для определения сдвиговых характеристик скалы по трещинам этот блок был вырезан прямо в створе плотины.

Нормальная нагрузка на поверхность сдвига состояла из собственного веса скалы выше этой поверхности и вертикальной составляющей наклонной сдвигающей силы. Касательная нагрузка создавалась плоскими домкратами Фрессине, вбетонированными в боковую траншею. С помощью этих домкратов можно было приложить усилие в 15 тыс. т под углом $10^\circ 47'$ к горизонту.

Сдвиг целика по трещинам произошел при величине боковой сдвигающей нагрузки, равной 3350 т. Эту на-

грузку прикладывали ступенями с выдерживанием на каждой ступени более 2 ч до полной стабилизации деформаций. Общая продолжительность испытания составила примерно 30 ч [6].

В 1964—1966 гг. при исследовании скального основания под бетонную плотину Красноярской ГЭС был осуществлен сдвиг двух целиков [32]. Эти целики размером $8 \times 12 \times 7$ м были тщательно вырублены в наиболее слабых трещиноватых гранитах вблизи низовой грани плотины, причем верхняя часть целиков на высоту 6 м была одета в железобетонную рубашку. Вертикальная нагрузка, составлявшая 7 тыс. т, была создана нагружением целиков массивными бетонными блоками, а горизонтальная нагрузка порядка 11 тыс. т создавалась плоскими домкратами, упирающимися в низовую грань частично возведенной к тому времени плотины.

Аналогичные испытания были проведены на строительстве гидроузла Жюпия на р. Парана в Бразилии, где размеры скального целика составляли $5,5 \times 5,5 \times 4,6$ м [29].

В Японии был осуществлен сдвиг скального целика объемом около 30 м^3 [48].

Для определения прочности на сдвиг по заполненной глинистым материалом трещине в основании арочной плотины Вуглан по Франции было осуществлено испытание в подземной выработке скального целика размером в плане $2,2 \times 2$ м, расположенного непосредственно на указанной глинистой прослойке. Целик был одет в железобетонную рубашку, к которой прикладывались нормальная и сдвигающая нагрузки при помощи двух групп плоских домкратов Фрессине. Для ликвидации трения между домкратами, создававшими нормальную нагрузку, и железобетонной рубашкой целика были использованы две неопреновые пластинки, чередующиеся с тефлоновыми пленками. Испытание проводилось при трех последовательных нормальных нагрузках 10, 20 и 30 кгс/см^2 . Скорость сдвига была ограничена величиной $0,04 \text{ мм/ч}$ [31].

В заключение следует отметить, что при использовании для определения прочности на сдвиг распространенного испытания по схеме прямого сдвига разрушение породы в зоне сдвига начинается, как правило, у верхней грани целика или штампа, где концентрация сжимающих напряжений, необходимых для осуществления

сдвига, обычно превышает прочность материала на сжатие. Это приводит в большинстве случаев к возникновению у верховой грани трещины разрыва, уходящей в основание целика (штампа) и ориентированной примерно по линии действия сдвигающего усилия, а в дальнейшем к разрушению породы в зоне сдвига. В связи с этим не всегда можно гарантировать соответствие экспериментальных результатов теоретическим предпосылкам, положенным в основу определения прочности на сдвиг указанным методом.

5. Теории прочности

В 1911 г. Карман провел серию испытаний образцов мрамора на осевое сжатие при боковой пригрузке, иначе говоря, в условиях объемного напряженного состояния. Эти исследования показали, что прочность материала и его поведение под нагрузкой существенно зависят от условий загрузки. Хрупкие скальные породы в условиях объемного напряженного состояния приобретают пластические свойства, при этом предел их прочности значительно повышается (рис. 19). В условиях всестороннего сжатия скальные породы способны выдерживать огромные напряжения без видимых нарушений.

Для оценки поведения материала в условиях сложного напряженного состояния были предложены различные теории прочности, базирующиеся на разных предположениях о причинах, вызывающих опасное состояние материала. Например, некоторые исследователи считают, что опасное состояние наступает при дости-

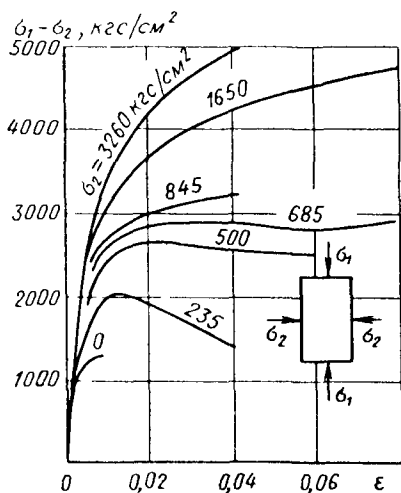


Рис. 19. Результаты испытаний образцов мрамора в объемном напряженном состоянии (опыты Кармана)

жении нормальными или касательными напряжениями некоторого предельного значения и поэтому стремятся ограничить величину этих напряжений; другие предполагают, что причиной наступления предельного состояния является наибольшая относительная деформация и в соответствии с этим ограничивают деформации и т. п.

Однако в связи с недостаточной изученностью поведения скальных пород в условиях сложного напряженного состояния ни одна из предложенных теорий прочности не может быть принята безоговорочно. Следует отметить, что не все приведенные ниже теории равноценны по своей значимости для описания прочности скальной породы, и наряду с весьма интересными и перспективными, такими, как теории Гриффитса и Хоека, рассмотрены теории, применение которых для скальных материалов представляется сомнительным. Упоминание о них обусловлено необходимостью дать общее представление о состоянии этого вопроса на сегодняшний день.

Теория наибольших нормальных напряжений. Это самая первая из предложенных теорий (теория Ренкина), применяемая и в настоящее время, основана на предположении, что разрушение материала происходит в случае достижения одним из главных напряжений прочности материала на осевое сжатие или растяжение. Аналитически это условие может быть записано следующим образом:

$$(\sigma_1^2 - R^2)(\sigma_2^2 - R^2)(\sigma_3^2 - R^2) = 0. \quad (24)$$

Очевидно, что такое упрощение проблемы не может дать надежных результатов при сложном напряженном состоянии, и поэтому пользоваться теорией Ренкина при практических расчетах скальных оснований нельзя.

Теория наибольших деформаций. Эта теория, обычно приписываемая Сеп-Венану, исходит из другой крайности, что разрушение материала связано с достижением его деформациями предела, соответствующего деформациям при разрушении на осевое сжатие.

Определяя деформации по обобщенному закону Гука, можно в общем случае записать следующее выражение критерия прочности:

$$\begin{aligned} & \{[\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)]^2 - R^2\} \{[\sigma_2 - \mu(\sigma_3 + \sigma_1)]^2 - R^2\} \times \\ & \times \{[\sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2)]^2 - R^2\} = 0. \end{aligned} \quad (25)$$

Однако, даже если предположить справедливость обобщенного закона Гука для анизотропного скального материала, его предельные деформации при сжатии и растяжении весьма различны и, кроме того, как мы видели из опытов Кармана, величины деформаций сильно зависят от условий бокового обжатия и не определяют прочности материала.

Теория наибольших касательных напряжений. Эта теория рассматривает касательные напряжения как основную причину разрушения материала.

Выражая максимальные касательные напряжения через главные напряжения, можно записать условие прочности согласно этой теории:

$$[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - R^2][(\sigma_2 - \sigma_3)^2 - R^2][(\sigma_3 - \sigma_1)^2 - R^2] = 0. \quad (26)$$

Эта теория дает удовлетворительные результаты для пластичных материалов, но для хрупких материалов неприменима.

Теория октаэдрических напряжений. Площадки, равнонаклоненные к направлениям главных напряжений, и действующие на них напряжения называют октаэдрическими. Нормальное напряжение на любой из октаэдрических площадок равно среднему нормальному напряжению для данной точки, т. е.

$$\sigma_{\text{окт}} = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (27)$$

Касательные напряжения на октаэдрической площадке

$$\tau_{\text{окт}} = (1/3)\sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}. \quad (28)$$

В теории пластичности октаэдрическое касательное напряжение принимается определяющим характер развития пластических деформаций [1]. Предполагая, что оно будет определять также наступление опасного состояния, можно записать условие прочности следующим образом:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 2R^2 = 0. \quad (29)$$

Теория энергии формоизменения (энергетическая теория прочности). При приложении нагрузки к телу затрачивается энергия на его деформацию. Попытка принять за критерий прочности материала полную величину энергии, расходуемой на его деформацию, была сделана впервые Бельтрами, однако эта попытка не дала

положительных результатов. Мы уже видели, что при всестороннем гидростатическом обжатии образца он способен аккумулировать огромную энергию без видимых признаков разрушения. Таким образом, определяющей является не вся величина энергии, затраченной на деформацию, а лишь та ее часть, которая идет на изменение первоначальной формы образца. Эта идея была высказана еще Максвеллом в его письме Вильяму Томсону в 1856 г., где он писал, что: «когда (энергия формоизменения) достигнет определенного предела, тогда элемент начнет разрушаться» [20]. Впервые эта теория была сформулирована Губером в 1904 г., в связи с чем получила название теории Губера—Мизеса. Эта теория постулирует, что предельное состояние в точке сплошной среды наступает тогда, когда так называемая удельная энергия формоизменения достигает значения, соответствующего удельной энергии при простом растяжении. Математически это условие записывается так.

$$R = (1/\sqrt{2})\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (30)$$

или, что то же:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 2R^2 = 0. \quad (31)$$

Можно отметить, что это выражение идентично условию прочности, полученному согласно теории максимальных октаэдрических напряжений.

Теория Мора. Теория прочности, предложенная О. Мором в 1900 г., исходит из предположения, что прочность материала в точке определяется в основном максимальным и минимальным главными напряжениями и, таким образом, рассматривает плоское напряженное состояние. При разработке своей теории Мор применил графическое изображение напряженных состояний в точке с помощью кругов напряжений, получивших его имя.

Если для какого-либо материала имеются данные о его опасных состояниях при различных соотношениях между максимальным и минимальным главными напряжениями, то, изображая каждое напряженное состояние при помощи круга Мора, можно получить семейство кругов, огибающая которых и будет служить критерием прочности материала при различных комбинациях главных напряжений. Иными словами, опасное состояние будет наступать при таком напряженном состоянии, ког-

да соответствующий ему круг Мора касается этой огибающей (рис. 20).

Эта теория получила большое распространение при анализе прочности хрупких материалов благодаря своей простоте и приемлемому соответствию с эксперимен-

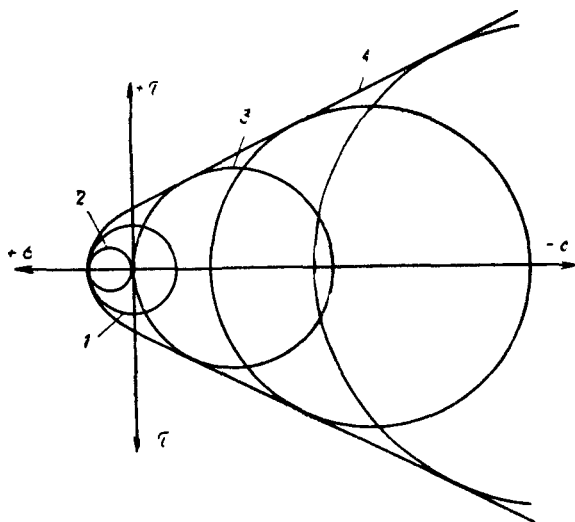


Рис. 20. Огибающая кругов Мора

1 — круг чистого сдвига, 2 — круг одноосного растяжения,
3 — круг одноосного сжатия, 4 — огибающая

тальными результатами. Недостатком этой теории является пренебрежение влиянием промежуточного главного напряжения.

Теория Лյундборга. Основная идея теории Н. Лյундборга [57], предложенной им на основе изучения прочностных характеристик скальных пород Швеции, заключается в том, что при достижении нормальными напряжениями определенного предела, соответствующего прочности кристаллов скальной породы, начинается разрушение этих кристаллов и дальнейшее повышение нормальной нагрузки уже не дает увеличения прочности на срез.

Лյундборг предложил следующее выражение для определения предельного состояния скальной породы под нагрузкой:

$$(\tau - \tau_0)^{-1} = (\tau_i - \tau_0)^{-1} + (A\sigma)^{-1}, \quad (32)$$

где σ и τ — нормальное и касательное напряжения в рассматриваемой точке,

τ_0 — прочность скальной породы на срез при отсутствии нормального напряжения (т.е. когда $\sigma = 0$),

τ_i — предельная прочность на срез кристаллов скальной породы,

A — коэффициент, постоянный для данного материала

Таким образом, прочность скалы на срез может быть задана тремя постоянными для данной породы параметрами τ_0 , τ_i и A

Величины этих параметров для некоторых скальных пород Швеции, полученные при экспериментальных исследованиях Люндборгом, приведены в табл. 1

Таблица 1

Величины параметров, определяющих прочность скальных пород

Скальная порода	τ_0 кгс/см ²	τ_i кгс/см ²	A
Гранит	500	10 000	2
Гранитогнейс	600	6 800	2,5
Пегматитовый гнейс	500	12 000	2,5
Слюдистый гнейс	500	7 600	1,2
Кварцит	600	6 200	2
Известняк	300	8 900	1,2
Магнетит	300	8 500	1,8
Лептит	300	6 400	2,4
Железный колчедан	200	5 600	1,7
Сланец серый	300	5 800	1,8
» черный	600	4 900	1

Теория Гриффитса Все перечисленные выше теории прочности рассматривают материал как сплошную однородную среду, что применительно к скальным породам является недопустимой идеализацией

Теория Гриффитса представляет собой попытку анализа прочности микротрещиноватого материала с учетом концентрации напряжений на бортах трещин. Она была предложена Гриффитсом в 1924 г. [75], причем анализу подверглись открытые эллиптические трещины

в теле материала. В 1962 г. Мак Клинтон и Уэлш [59], а в 1964 г. Хоек и Бенявский [47] предложили дополнить эту теорию рассмотрением сомкнутых трещин с возможностью передачи сжимающих напряжений с одного борта трещины на другой.

В связи с большим интересом, который представляет для скальных материалов эта теория прочности, она излагается здесь несколько подробнее, чем остальные теории.

Рассмотрим напряженное состояние в некоторой области материала, где имеется эллиптическая микротрещина, образующая угол θ с направлением максимального главного напряжения σ_3 (рис. 21). Примем, что

$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, причем сжатие отрицательно, а растяжение положительно. Координатную ось x расположим вдоль трещины (по направлению большей оси эллипса).

Уравнение эллиптической трещины запишется в таком виде:

$$x = a \cos \alpha; \quad y = b \sin \alpha, \quad (33)$$

где a и b — большая и малая оси эллипса;

α — угол, отсчитываемый от оси x

Отношение осей эллипса обозначим

$$m = b'/a. \quad (34)$$

Теперь можно записать выражение для величины напряжения, возникающего на контуре трещины при действии на нее усилий σ_x , σ_y и τ_{xy} :

$$\begin{aligned} \sigma_b = & \{ \sigma_y [m(m+2) \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha] + \\ & + \sigma_x [(1+2m) \sin^2 \alpha - m^2 \cos^2 \alpha] - \\ & - \tau_{xy} [2(1+m^2) \sin \alpha \cos \alpha] \} (m^2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)^{-1}. \end{aligned} \quad (35)$$

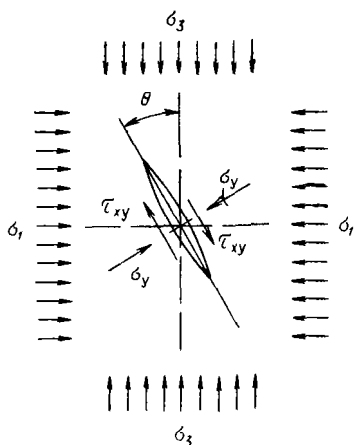


Рис. 21. Расчетная схема области, включающей эллиптическую микротрещину

Поскольку трещина очень тонкая и вытянутая, т.е. величина m весьма мала, максимальные растягивающие напряжения возникнут очевидно где-то на ее конце, т.е. там, где весьма мал угол α . Учитывая, что при $\alpha \rightarrow 0$ имеем $\sin \alpha \rightarrow \alpha$ и $\cos \alpha \rightarrow 1$, можем записать выражение (35) в следующем виде:

$$\sigma_b = 2(\sigma_y m - \tau_{xy} \alpha)(m^2 + \alpha^2)^{-1}. \quad (36)$$

Для определения максимальной величины напряжения продифференцируем это выражение по углу α . В итоге получим

$$-2\tau_{xy}(m^2 + \alpha^2) = 2(\sigma_y m - \tau_{xy} \alpha) 2\alpha, \quad (37)$$

или, принимая во внимание выражение (36), найдем

$$\sigma_b = -\tau_{xy}/\alpha. \quad (38)$$

Подставляя значение (38) в выражение (36) и решая квадратное уравнение относительно $1/\alpha$, получим

$$1/\alpha = -[\sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2)}]/m\tau_{xy}. \quad (39)$$

После небольшой перестановки и учета равенства (38) можем записать

$$\sigma_b m = \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2)}. \quad (40)$$

При $\tau_{xy} = 0$ условием возникновения новой трещины, или, иными словами, условием прочности будет равенство $\sigma_y = R_p$, что в итоге дает

$$\sigma_b m = 2R_p, \quad (41)$$

где R_p — прочность материала на растяжение.

Подставляя этот результат в выражение (40), получим

$$2R_p = \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2)}. \quad (42)$$

Это и есть окончательное уравнение теории прочности Гриффитса, представляющее кривую в координатах σ_y и τ_{xy} , аналогичную огибающей кругов Мора.

Обычно это уравнение записывается в следующем, более удобном виде:

$$\tau_{xy}^2 = 4R_p(R_p - \sigma_y). \quad (43)$$

Предположим, что угол θ , образуемый трещиной с направлением главного напряжения σ_3 , таков, что напряжение σ_b является наибольшим при любой комбинации главных напряжений σ_1 и σ_3 . Тогда радиус круга Мора,

построенного на этих величинах главных напряжений, проведенный в точку касания с огибающей, образует с осью σ угол 2θ (рис. 22). Отсюда можно записать:

$$\operatorname{tg} 2\theta = -d\sigma_y / d\tau_{xy} = \tau_{xy} / 2R_p. \quad (44)$$

Комбинируя зависимости (41) и (38), запишем

$$\sigma_b m = 2R_p = -m\tau_{xy} \alpha, \quad (45)$$

откуда получим

$$\alpha = -m\tau_{xy} / 2R_p = -m \operatorname{tg} 2\theta. \quad (46)$$

Учитывая, что новая трещина возникнет, когда напряжение σ_b , являющееся окружным на контуре эллиптической трещины, превысит предел прочности на растяжение R_p , логично ожидать, что она будет нормальной к контуру эллиптической трещины. Уравнение этой нормали запишется так:

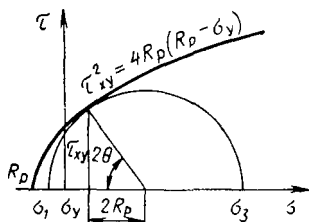


Рис 22. Кривая связи касательных и нормальных напряжений при возникновении разрыва на контуре эллиптической микротрещины

$$\operatorname{tg} \beta = -dx / dy, \quad (47)$$

где

$$dx = -a \sin \alpha d\alpha; \quad dy = ma \cos \alpha d\alpha. \quad (48)$$

Отсюда

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha' m. \quad (49)$$

Когда $\alpha \rightarrow 0$, то $\operatorname{tg} \alpha \rightarrow \alpha$, а следовательно,

$$\operatorname{tg} \beta = \alpha' m = -\operatorname{tg} 2\theta, \quad (50)$$

или, иными словами,

$$\beta = -2\theta. \quad (51)$$

Отсюда следует вывод, что если направление первоначальной микротрещины не совпадает с направлением одного из главных напряжений и, следовательно, $\tau_{xy} \neq 0$, то согласно зависимости (44), $\theta \neq 0$ и, следовательно, $\beta \neq 0$. Таким образом, в этом случае новые трещины возникнут на концах первоначальной микротрещины под углом $\beta = -2\theta$ к ее направлению и по мере своего раз-

вития будут стремиться принять направление, совпадающее с направлением приложения нагрузки (рис 23). Если оба главных напряжения являются сжимающими, то процесс развития трещин по достижении ею опреде-

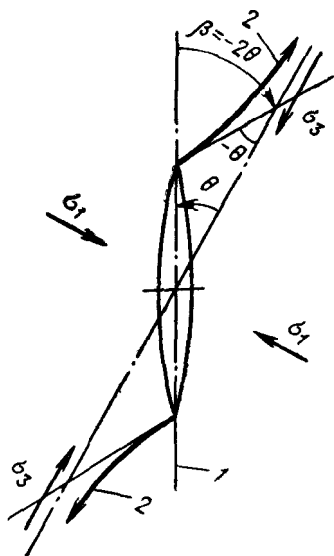


Рис 23 Характер развития трещины под нагрузкой (по Гриффитсу)

1 — ось первоначальной трещины, 2 — траектория развития трещины

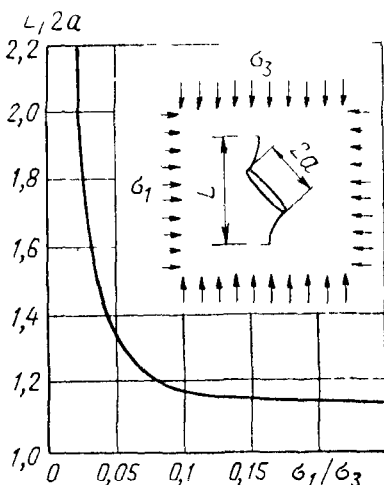


Рис 24 Зависимость длины развития трещины от соотношения главных напряжений

ленной длины прекращается, причем длина развития трещины зависит от соотношения главных напряжений σ_1 и σ_3 (рис. 24).

При совпадении направления первоначальной трещины с направлением главного напряжения, т. е. когда $\tau_{xy} = 0$ и $\sigma_y = \sigma_1$, получим $\theta = \beta = 0$. Это означает, что новые трещины будут служить как бы продолжением первоначальной трещины, и в этом случае, согласно зависимости (36),

$$\sigma_b = 2\sigma_y/m = 2\sigma_1/m. \quad (52)$$

Анализируя это выражение, можно заметить, что если величина напряжения σ_1 в какой-то момент дос-

тигнет значения, при котором напряжение σ_b получит предельное значение и начнется процесс образования новых трещин, или, точнее, процесс роста первоначальной трещины, то величина m будет интенсивно уменьшаться (за счет удлинения трещины), а это приведет к столь же интенсивному росту напряжения σ_b , причем процесс разрушения не остановится, даже если величина напряжения σ_1 будет снижена. Таким образом, достаточно напряжению σ_1 лишь на один миг достичь предельной величины, чтобы начался интенсивный процесс роста трещины, процесс разрушения.

Критерий прочности для рассмотренных условий запишется следующим образом:

$$R_p = -(\sigma_1 - \sigma_3)^2 / 8 (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (53)$$

или

$$R = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 / (\sigma_1 + \sigma_3). \quad (54)$$

Однако все вышесказанное относится к рассмотрению открытых эллиптических трещин. Логично предположить, что в условиях преобладания сжимающих напряжений трещины в материале сомкнутся, а это приведет к передаче сжимающих напряжений с одного борта трещины на другой. В этом случае возможность дальнейшего роста или развития трещины определяется условиями трения по контакту. Эта гипотеза, корректирующая теорию Гриффитса для области сжимающих главных напряжений, была предложена Мак Клинтонком и Уэлшем в 1962 г. [59], а затем подтверждена экспериментальными исследованиями Хоека и Бенявского [47]. Было предложено считать критерием разрушения в области сжатия прямую линию, описываемую зависимостью

$$\tau_{xy} = \tau_0 + f \sigma_y, \quad (55)$$

касательную к параболе Гриффитса (рис. 25).

В этом случае величина параметра τ_0 определяется выражением

$$\tau_0 = -R_p (f^{-1} + f), \quad (56)$$

где $f = \operatorname{tg} \varphi$ (φ — угол трения по контакту в трещине).

Критерий прочности для этих условий запишется следующим образом:

$$R = [(\sigma_3 - \sigma_1)(f^2 + 1) \cos \alpha - f(\sigma_1 + \sigma_3)] [(f^2 + 1) \cos \alpha - f]^{-1}. \quad (57)$$

Условно принимается, что парабола Гриффитса определяет начало роста трещин, т.е. начало развития существующих микротрещин, в то время как условия разрушения материала определяются прямой линией, касательной к этой параболе (см. рис. 25).

Теория Талобра. Эта теория, построенная на основе теории Мора, исходит из предположения о существова-

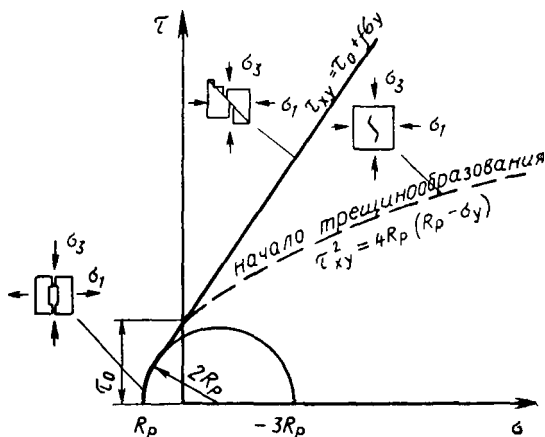


Рис 25 Критерии разрушения хрупких скальных пород

нии двух различных видов разрушения: хрупкого и пластического, в зависимости от величины действующих главных напряжений.

При обсуждении доклада Хоека на конференции в Санта Монике в 1963 г. [48] Ж. А. Талобр подверг сомнению параболический характер огибающей кругов Мора и высказал предположение о линейном характере этой зависимости.

Используя экспериментальные результаты ряда исследователей, он получил две различные линейные зависимости, одна из которых, по его мнению, соответствовала хрупкому разрушению материала, а вторая — пластическому разрушению.

Графически эта теория изображается двумя прямыми линиями, аппроксимирующими огибающую кругов Мора (рис. 26). Надо отметить, что такое четкое разделение разрушения материала на хрупкое и пластическое, по всей вероятности, не может быть правомерным

Характер разрушения материала гораздо сложнее, и, несомненно, во всех случаях имеются элементы как хрупкого, так и пластического вида и их разграничение представляется весьма искусственным.

Отвечая Ж. А. Талобру на той же конференции, Э. Хоек сказал: «Не зная характеристик горных пород

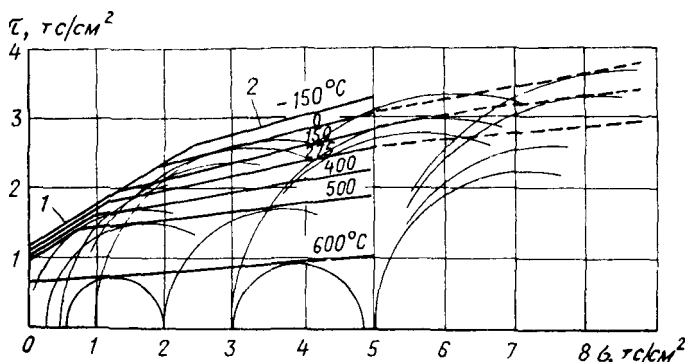


Рис. 26. Диаграмма хрупкого и пластического разрушения скальных пород согласно теории Талобра (представлены результаты испытаний известняка при различных температурах)

1 — хрупкое разрушение, 2 — пластическое разрушение

и условий их испытания, для которых были построены показанные д-ром Талобром круги Мора (см. рис. 26), очень трудно высказать мнение об этих частных результатах.

В целом я принимаю теорию, предложенную Гриффитсом и модифицированную Мак Клинтоком и Уэлшем, как основную руководящую теорию при рассмотрении хрупкого разрушения скалы. Мой опыт работы с твердыми скальными породами, такими, как кварциты Южной Африки, заставляет меня признать, что модифицированная теория Гриффитса позволяет прекрасно предсказать их разрушение, однако я готов согласиться, что есть факторы, вызывающие у некоторых пород значительные отклонения от этого прогноза» [48].

Теория Хоека. Стремление заменить параболическую огибающую кругов Мора прямой линией возникало неоднократно и было вполне понятно, так как при этом существенно упрощались все инженерные расчеты. Однако если такая замена параболы прямой линией

правомерна при небольших величинах бокового обжатия, то при значительных величинах напряжения σ_1 она может привести к существенным ошибкам. Также неправомерна такая замена для «мягких» скальных пород даже при малых величинах бокового обжатия. Многочисленные исследования показали, что коэффициент f в уравнении (55) не является постоянной величиной и изменяется в зависимости от величины нормального напряжения.

Принимая во внимание отсутствие аналитического закона связи между этими величинами, Э. Хоек предложил пользоваться эмпирической зависимостью вида

$$\tau_{\text{макс}} = \tau_{\text{макс } 0} + A\sigma_m^b, \quad (58)$$

где $\tau_{\text{макс}}$ — максимальное касательное напряжение, равное $0,5(\sigma_1 - \sigma_3)$;

σ_m — среднее нормальное напряжение, равное $0,5(\sigma_1 + \sigma_3)$;

$\tau_{\text{макс } 0}$ — значение $\tau_{\text{макс}}$ при $\sigma_m = 0$;

A и b — коэффициент и показатель степени при σ_m , величины которых находят опытным путем.

Принятие этих параметров вместо обычно используемых величин напряжений τ_{xy} и σ_y , действующих по площадке разрушения, является весьма важным положением настоящей теории. Дело в том, что при испытании редко удастся точно определить величину угла наклона площадки разрушения, особенно из-за сложного характера развития трещин на различных стадиях нагружения образца. В связи с этим обычно трудно определить величины напряжений σ_y и τ_{xy} , а величины напряжений σ_1 и σ_3 всегда точно известны, так как задаются экспериментатором.

Заметим, что получаемая зависимость $\tau_{\text{макс}}$ от σ_m не является огибающей кругов Мора, но аналогична ей и имеет подобный ей характер.

На рис. 27 представлены результаты восьми испытаний различных песчаников, проведенных рядом исследователей в разных странах и континентах. Хотя осевая прочность на сжатие изменялась от 125 до 1758 кгс/см² [75], все точки, как видно из графика, легли на одну линию, описываемую уравнением

$$\tau_{\text{макс}}/R = 0,1 + 0,76(\sigma_m/R)^{0,85}, \quad (59)$$

где R — прочность песчаника на осевое сжатие.

Вполне возможно, что такие обобщающие зависимости, являющиеся критериями прочности, можно будет получить для каждой определенной группы скальных пород. Большим удобством является представление таких зависимостей в безразмерном виде, как это сделано в зависимости (59).

Несмотря на то что в настоящее время полученные зависимости еще не имеют теоретического обоснования, их практическая ценность очевидна.

Теория Франклина.

Любое напряженное состояние может быть описано тремя главными напряжениями и, следовательно, может быть представлено одной точкой в системе координат главных напряжений. Если объединить все точки,

соответствующие разрушению материала, то получится поверхность прочности, определяющая прочность данного материала при различных сочетаниях главных напряжений. Форма этой поверхности прочности может быть установлена экспериментально, однако существующие методы исследования прочности материалов позволяют определить лишь отдельные точки или кривые, расположенные на этой поверхности, соответствующие прочности на осевое сжатие и растяжение; прочности при плоском напряженном состоянии, когда одно из главных напряжений равно нулю, и прочности при объемном напряженном состоянии

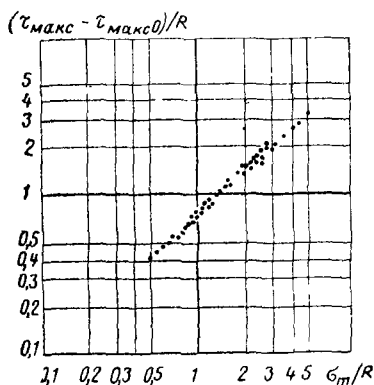


Рис. 27. Результаты испытаний на разрушение различных песчанников

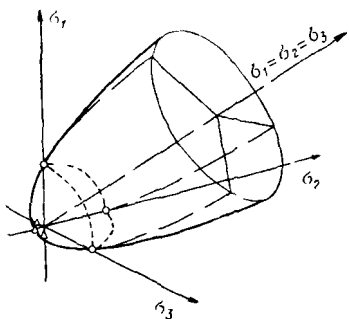


Рис. 28. Поверхность прочности (кружки соответствуют прочности на осевое сжатие, а треугольники — прочности на осевое растяжение)

нии, когда два главных напряжения равны между собой (рис. 28).

Можно предположить, что для изотропного материала поверхность прочности будет иметь форму симметричной относительно «диагонали» $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ поверхности вращения, закрытой в квадранте всестороннего растяжения и открытой в квадранте всестороннего сжатия (см. рис. 28).

Эта поверхность прочности пересекает оси координат в точках, соответствующих прочности на осевое сжатие и растяжение.

Для аналитического описания этой поверхности Джон Франклин рассмотрел следующие семь зависимостей [33]:

$$\sigma_3 = A + B\sigma_1; \quad (60)$$

$$\sigma_3 = A + B\sigma_1^C; \quad (61)$$

$$\sigma_3 = A \lg(B + \sigma_1); \quad (62)$$

$$(\sigma_3 - \sigma_1) = A + B\sigma_1^C; \quad (63)$$

$$(\sigma_3 - \sigma_1) = [A(\sigma_3 + \sigma_1) + B][(\sigma_3 + \sigma_1) + C]^{-1}; \quad (64)$$

$$(\sigma_3 - \sigma_1) = A + B(\sigma_3 + \sigma_1)^C; \quad (65)$$

$$(\sigma_3 - \sigma_1) = A(\sigma_1 + \sigma_3)^B, \quad (66)$$

где A , B и C — параметры, определяющие данный тип скальной породы.

Уравнение (60), широко используемое в настоящее время, является выражением критерия Мора — Кулона.

Однако, как показывают испытания скальных пород, линейная зависимость между главными напряжениями наблюдается сравнительно редко. В связи с этим необходимо подобрать такой критерий, который отражал бы нелинейный характер зависимости между главными напряжениями и в то же время мог бы просто использоваться для инженерных расчетов.

Зависимости (63) и (64) описывают поверхность, асимптотически приближающуюся с увеличением главных сжимающих напряжений к цилиндру, ориентированному по «диагонали» $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Однако громоздкость этих зависимостей и сложность определения параметров A , B и C не позволяют рекомендовать их для практического использования.

В уравнении (62) не выдерживается размерность

под знаком логарифма при определении прочности на растяжение (когда $\sigma_3 = 0$).

Из оставшихся зависимостей (61), (65) и (66) предпочтение отдается последней, так как она включает всего два параметра, нуждающиеся в определении.

Учитывая, что при $\sigma_1 = 0$ мы будем иметь условия одноосного сжатия, т. е. $\sigma_3 = R_c$, можно записать

$$(\sigma_3 - \sigma_1)/R_c = [(\sigma_1 + \sigma_3)/R_c]^B. \quad (67)$$

Эта зависимость и предлагается Франклином для практического использования.

Следует отметить, однако, что стремление к упрощению расчетного критерия привело в данном случае к ограничению его лишь зоной всестороннего сжатия.

Если для описания критерия прочности выбрать зависимость (65), то получится уравнение, аналогичное критерию Хоека (58).

Выводы. На основании вышесказанного следует признать, что вопрос о теории прочности для хрупкого поликристаллического материала остается пока нерешенным. Необходимо накопление большого количества информации и экспериментального материала, чтобы можно было наметить основные направления изучения сложного процесса разрушения.

С этой точки зрения пока представляется наиболее целесообразным использование в практике инженерных расчетов эмпирических методов отыскания критериев прочности, на которых базируются теории Мора, Хоека и Франклина.

Вместе с тем необходимо отметить, что все приведенные теории описывают прочность идеализированного материала в отрыве от множества факторов, всегда существующих в реальных условиях и нередко определяющих поведение материала под нагрузкой. Такие параметры, как анизотропия скального массива, водонасыщенность материала, температура и др., как правило, не рассматриваются ни в одной из теорий.

Многочисленные исследования последних лет показали, что влияние анизотропии скального массива на его прочность является решающим и весьма сильно зависит от направления максимального главного напряжения относительно плоскостей нарушения однородности.

В настоящее время предпринимаются многочисленные попытки [30, 33, 74] получить аналитическую зависи-

мость для учета этого влияния, опираясь на экспериментальные данные. На рис. 29 представлена полярная диаграмма прочности слоистого образца, а на рис. 30 приведена диаграмма прочности для образца с двумя плоскостями ослабления.

Следует учесть, что все приведенные теории прочности описывают поведение материала под нагрузкой исходя

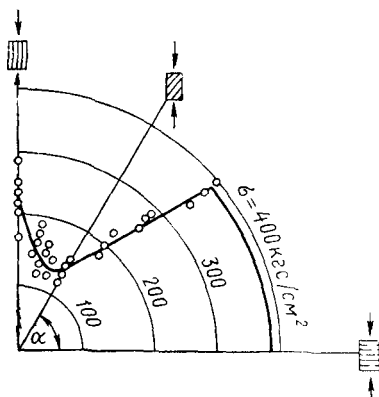


Рис 29 Полярная диаграмма прочности слоистого образца

для из прочности «вообще», отвлекаясь от того, что скальный массив, служащий, например, основанием бетонной плиты и не имеющий возможности свободного бокового расширения, не может разрушиться, если в какой-либо его точке напряжение превышает допустимое или разрушающее. Опасность возникает только в случае, если в возможной зоне разрушения скального массива размещается туннель, подземное здание, цементационная за-

веса или если эта зона может выклиниваться на дневную поверхность скалы и приводить к ополза-

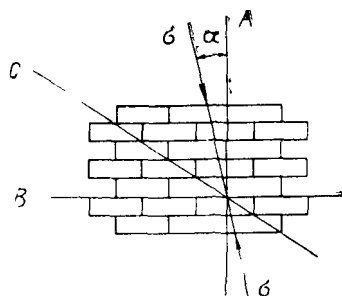
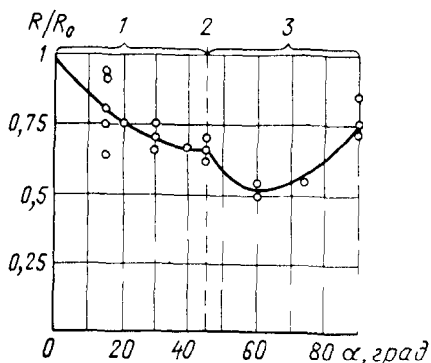


Рис 30 Диаграмма прочности блочной среды

1 — область сложного разрушения между направлениями A и C, 2 — то же, по направлению C, 3 — область разрушения по плоскостям ослабления B

нию массива. В большинстве же случаев для сооружения, опирающегося на скалу, опасность представляют осадки и перемещения основания, способные вызвать частичное или полное разрушение сооружения. С этой точки зрения прочность скального основания может быть выражена той величиной напряжений, при которой смещения пят или подошвы сооружения приводят к его разрушению.

6. Деформативность скальных пород

Лабораторные исследования. Исследования последних лет показали, что поликристаллические материалы в процессе деформации проходят следующие фазы, характеризующие их поведение под нагрузкой: 1) уплотнение материала, связанное с повышенной деформативностью вследствие смыкания микротрещин; 2) упругая работа материала; 3) начало интенсивного процесса образования микротрещин, параллельных оси нагрузки (фаза пластического поведения материала); 4) фаза разрушения материала.

Основные проблемы поведения поликристаллических материалов, таких, как бетон и скальные породы, связаны главным образом с процессом их микроразрушения. Наличие предела напряжений, при котором начинается этот процесс, было установлено рядом исследователей.

Весьма характерным для скальных пород является также наличие фазы уплотнения, которая тем отчетливее проявляется, чем больше размер испытываемого образца. Наиболее же полно эта фаза обнаруживается при полных испытаниях, когда активная зона захватывает значительную часть скального массива.

Эта первая фаза деформирования скального материала под нагрузкой — фаза уплотнения — определяется не только необратимыми деформациями смыкания открытых трещин, но и упругими деформациями отдельных выступов — контактов на бортах трещин. По мере возрастания нагрузки увеличивается суммарная площадь этих контактов и уменьшается высота выступов, что и определяет нелинейный характер диаграммы «напряжение-деформация» (нелинейная упругость). В зависимости от состояния и характера трещиноватости скального материала эта фаза может иметь ту или иную величину, а при достаточно сохранной породе может вообще практически отсутствовать.

Рассмотрим деформации образца сохранный скальной породы при одноосном сжатии.

Характерная диаграмма зависимости продольных относительных деформаций ϵ_y от напряжения представлена на рис. 31. Вначале наблюдается участок линейной упругости OC , а затем кривая постепенно отклоняется в сторону больших деформаций (участок CD).

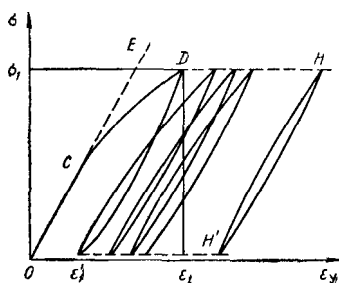


Рис. 31. Диаграмма деформирования скального образца при циклическом нагружении

При разгрузке образца на диаграмме появляется петля гистерезиса с величиной необратимой деформации ϵ'_1 . При многократном повторении циклов нагружения и разгрузки петли гистерезиса будут получаться все более узкими и будут все ближе располагаться одна к другой, пока процесс практически не стабилизируется на упругих деформациях («кольцо» HH' , см. рис. 31).

Однако все вышесказанное будет справедливо, если величина напряжения при нагружении образца не превысит определенного предела, называемого пределом микротрещинообразования или пределом усталости материала. В противном случае при многократных циклах нагружения и разгрузки процесс уже не стабилизируется, а заканчивается разрушением образца.

Линия HH' определяет модуль упругости материала, который имеет физический смысл для скальных пород лишь при напряжениях, не превышающих предела микротрещинообразования.

Линия, соединяющая любую точку кривой $\epsilon_y(\sigma)$ с началом координат, определяет модуль деформации, который не является постоянной величиной и зависит от уровня или интервала нагрузки.

Для описания всех основных деформативных характеристик материала необходимо располагать полной диаграммой деформаций образца, включающей зависимости как продольных, так и поперечных деформаций от приложенной осевой нагрузки.

Такая диаграмма $\epsilon_y(\sigma)$ и $\epsilon_x(\sigma)$ представлена на

рис. 32. На этом же графике построены зависимости от напряжения следующих параметров:

1) относительной объемной деформации

$$\varepsilon_o = \Delta V/V = \varepsilon_y - 2\varepsilon_x; \quad (68)$$

2) коэффициента поперечной деформации

$$\nu = \Delta \varepsilon_x / \Delta \varepsilon_y; \quad (69)$$

в теории упругости этот коэффициент, называемый коэффициентом Пуассона, считается постоянной величиной

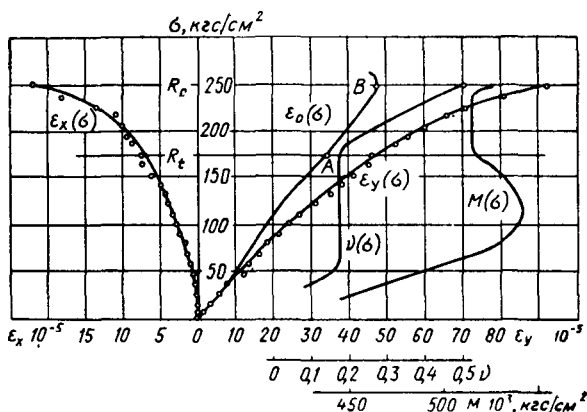


Рис. 32. Определение прочностных и деформативных характеристик скального материала по диаграмме продольных и поперечных деформаций

для данного материала, но это условие справедливо лишь для упругой работы материала;

3) модуля объемной деформации

$$M = \sigma / \varepsilon_o. \quad (70)$$

Рассматривая представленные на рис. 34 зависимости, можно выделить три характерных уровня нагрузки, соответствующих величинам напряжений σ_0 , R_t и R_c . Таким образом, здесь можно выделить следующие четыре основные зоны деформации скальной породы под нагрузкой:

1) зона обжатия ($0 \leq \sigma \leq \sigma_0$), где происходит закрытие и обжатие имеющихся в образце микротрещин (на рис. 32 эта зона не выявлена). Характерным для этой зо-

ны является нелинейная зависимость $\epsilon_y(\sigma)$ при практическом отсутствии поперечных деформаций;

2) *зона упругой работы* ($\sigma_0 \leq \sigma < R_t$). В этой зоне скальная порода ведет себя как упругий и однородный материал с постоянным коэффициентом поперечной деформации, равным коэффициенту Пуассона ($\nu = \mu = \text{const}$);

3) *зона пластичности* ($R_t \leq \sigma < R_c$). В момент достижения напряжением величины R_t в образце начинается процесс микротрещинообразования, и материал из квазизнородного состояния переходит в микротрещиноватое с нарушенной внутренней структурой. В результате начинается резкое возрастание коэффициента поперечной деформации. Наиболее интересно то, что модуль объемной деформации сохраняет в этой зоне постоянное значение, а это свидетельствует о линейной зависимости между напряжением и сокращением объема образца. В этой зоне деформируемость материала не может быть охарактеризована модулем упругости (модулем Юнга), так как деформации уже не являются упругими и обратимыми;

4) *зона разрушения* ($\sigma \geq R_c$). При достижении напряжением величины R_c начинается объединение микротрещин в макротрещины, что приводит к разрушению материала. Наглядным свидетельством этого является начавшееся увеличение объема [перегиб кривой $\epsilon_0(\sigma)$ в точке B] и достижение коэффициентом поперечной деформации предельного значения $\nu = 0,5$. После перехода через предел $\sigma = R_c$ система макротрещин практически рассекает образец на отдельные блоки, и говорить о прочности уже не имеет смысла, хотя образец, особенно небольшой высоты, еще способен выдерживать определенную нагрузку и даже ее увеличение. В этих условиях нагрузка воспринимается уже кусками образца, зажатыми в прессе и подверженными воздействию сложного поля объемных (а не осевых) напряжений. Этим, в частности, и определяется различие в прочности призмы, куба и пластины.

Таким образом, основными параметрами, определяющими деформативные характеристики скального массива, являются напряжение обжатия трещин σ_0 , предел микротрещинообразования R_t , предел прочности R_c , модуль упругости $E_{\text{упр}}$, модуль деформации $E_{\text{деф}}(\sigma)$, коэффициент поперечной деформации $\nu(\sigma)$ и его значение для

зоны упругости, называемое коэффициентом Пуассона μ ,
модуль объемной деформации M .

Следует отметить, что многие из этих характеристик взаимосвязаны, а следовательно, подчиняются тем же законам распределения, что и прочность.

На рис. 33 представлена кривая распределения модулей упругости для известняков в створе арочной плотины

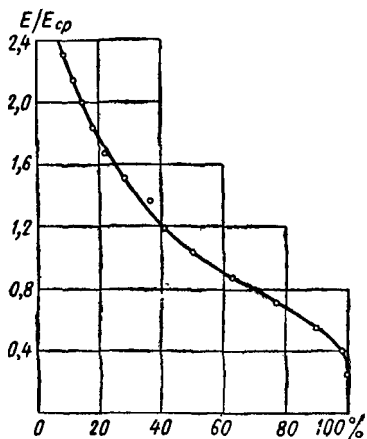


Рис. 33. Кривая распределения модулей упругости для одной пачки известняков в створе арочной плотины Ингури ГЭС ($E_{ср} = 315\,000 \text{ кгс/см}^2$; $75 \text{ кгс/см}^2 \leq \sigma \leq 225 \text{ кгс/см}^2$)

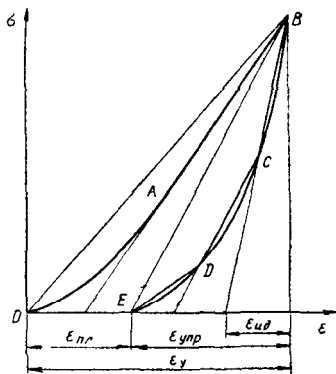


Рис 34 Диаграмма деформирования скального массива при нагружении и разгрузке

Ингури, полученная по результатам 300 испытаний образцов диаметром 60 мм.

Определение деформативных характеристик скальных пород в лабораторных условиях осуществляется, как правило, на цилиндрических образцах (кернах) высотой не менее трех диаметров образца. Продольные и поперечные деформации измеряют электротензодатчиками, наклеенными на подготовленную поверхность образца. Для ликвидации местных концентраций напряжений торцы образцов либо шлифуют, либо затирают гипсом. И в том и в другом случае желательно между торцами образцов и прессом прокладывать пластинки жесткого картона.

При испытаниях образцов на деформативность помимо снятия полной характеристики продольных и поперечных деформаций, показанной на рис. 32, следует после установления величины предела трещинообразования образца выполнить ряд испытаний образцов с нагружением $\sigma < R_t$ и разгрузкой для снятия гистерезисных петель материала (рис. 34). Кривая OAB соответствует нагружению, а кривая $BCDE$ — разгрузке. Общая величина деформации образца складывается из пластических $\epsilon_{пл}$ и упругих $\epsilon_{упр}$ деформаций.

Поскольку *модуль полной деформации* определяется суммарной величиной деформации, ему соответствует наклон линии OB , а его числовое значение может быть найдено по выражению

$$E_{п.деф} = \sigma / \epsilon_y. \quad (71)$$

Модуль упругости определяется величиной обратимых упругих деформаций, которым соответствует линия BE , и может быть вычислен по зависимости

$$E_{упр} = \sigma' / \epsilon_{упр}. \quad (72)$$

Помимо модуля упругости иногда определяют так называемый *модуль идеальной упругости*, характеризуемый углом наклона кривой разгрузки на ее начальном этапе (линия BC). Однако, имея в виду, что кривая разгрузки на этом участке может принимать всевозможные очертания, часто затрудняющие ее аппроксимацию прямой линией, кривую разгрузки заменяют ломаной линией, состоящей из трех отрезков BC , CD и DE , причем отрезок CD проводят параллельно линии BE [18]. Установив, таким образом, наклон линии BC , определяют соответствующую ему величину деформации $\epsilon_{ид}$ и находят

$$E_{ид.упр} = \sigma / \epsilon_{ид}. \quad (73)$$

Отрезок DE определяет величину обратимых нелинейно-упругих деформаций скального материала, включая деформации контактов микро- и макротрещин.

Для анализа явления нелинейной упругости трещиноватого скального массива рассмотрим схематизированную картину деформации блочного массива.

Скальный массив состоит из монолитных блоков, разделяющихся трещинами. Передача нагрузки с одного блока на другой осуществляется через «бугорки» на бортах трещин.

Высота этих бугорков различна, и по мере возрастания напряжения в соприкосновение приходят все более низкие бугорки, увеличивая, таким образом, общую площадь контактов. Этот процесс будет продолжаться до тех пор, пока не придет в соприкосновение основная масса бугорков и не стабилизируется величина общей площади контактов. Отсюда следует, что отношение суммарной площади контактов Ω к общей площади монолитного блока Ω_0 является функцией напряжения:

$$\Omega/\Omega_0 = 1/\eta(\sigma). \quad (74)$$

Суммарная длина деформируемого скального массива L складывается из суммарной длины монолитных блоков L_0 и суммарной ширины всех приходящихся на длину L трещин L_K :

$$L = L_0 + L_K. \quad (75)$$

Таким образом, и суммарная деформация скального массива ΔL будет складываться из деформации монолитных блоков ΔL_0 и деформации бугорков на бортах трещин ΔL_K :

$$\begin{aligned} \Delta L &= \Delta L_0 + \Delta L_K = (PL_0/\Omega_0 E_0)[1 + (L_K/L_0)\eta(\sigma)] = \\ &= (\sigma_0 E_0) L_0 [1 + (L_K/L_0)\eta(\sigma)], \end{aligned} \quad (76)$$

где P — действующая нагрузка;

σ_0 — напряжение, возникающее в монолитном блоке от нагрузки P ;

E_0 — модуль упругости скальной породы.

Относительная деформация массива

$$\epsilon = \Delta L/L = \Delta L/(L_0 + L_K). \quad (77)$$

Учитывая, что $L_K \ll L_0$, можно записать

$$\epsilon = \Delta L/L_0 = (\sigma_0/E_0) [1 + (L_K/L_0)\eta(\sigma)]. \quad (78)$$

Возвращаясь к рассмотрению участков нелинейной упругости на диаграмме «напряжение — деформация», можно констатировать, что эта нелинейность обусловлена изменением площади контактов по мере изменения величины сжимающих напряжений. Первоначально при нагружении происходит увеличение площади контактов от начальной величины до какого-то конечного значения η_* , когда почти все бугорки на бортах трещин приходят в соприкосновение и дальнейшего увеличения площади

контактов практически не происходит. Этому моменту соответствует точка А на диаграмме рис 34

При последующем увеличении напряжения скальный массив работает как линейно-упругое тело с модулем упругости

$$E = \sigma_0 / \epsilon = E_0 [1 + (L_k / L_0) \eta_*]. \quad (79)$$

При определенном уровне напряжений происходит разрушение (обмятие) некоторых наиболее высоких и поэтому претерпевших наибольшие деформации бугорков. Эти обмятия определяют величину не восстанавливаемых при разгрузке так называемых «пластических» деформаций.

Полевые исследования Деформативность и прочность скального массива являются его механическими характеристиками, которые зависят как от прочности и деформативности скальной породы, так и от степени и характера его трещиноватости. В качестве иллюстрации можно рассмотреть два крайних случая

1) скальный массив, представленный каменной наброской, у которой деформативность определяется в основном взаимодействием отдельных блоков или элементов через имеющиеся контакты, в результате чего деформативность массива существенно отличается от деформативности слагающих его блоков скальной породы,

2) монолитный скальный массив, практически лишенный трещин и находящийся под действием значительных естественных сжимающих напряжений

Из рассмотрения этих крайних случаев очевидно, что определение прочности и деформативности скального массива должно выполняться в основном в полевых условиях на значительных объемах, включающих необходимый комплекс составляющих скальный массив элементов (блоков и разделяющих их трещин)

Эти полевые исследования деформативности имеют первостепенное значение для оценки поведения сооружения на скальном основании

Существует несколько способов и методов определения упругих и деформативных характеристик скальных массивов

Сейсмоакустический метод базируется на представлениях теории упругости, предполагающей наличие прямой зависимости между скоростями распрост-

ранения упругих волн и упругими характеристиками среды.

Определив на рассматриваемом участке скорость распространения продольных v_p и поперечных v_s упругих волн, возбуждаемых в массиве источником колебаний, можно вычислить так называемый динамический модуль упругости скального массива и коэффициент Пуассона по зависимостям:

$$E_d = \rho v_s^2 (3v_p^2 - 4v_s^2) (v_p^2 - v_s^2)^{-1}; \quad (80)$$

$$E_d = \rho v_p^2 (1 + \mu) (1 - 2\mu) (1 - \mu)^{-1}; \quad (81)$$

$$E_d = 2v_s^2 \rho (1 + \mu); \quad (82)$$

$$\mu = 0,5 (v_p^2 - 2v_s^2) (v_p^2 - v_s^2)^{-1}. \quad (83)$$

Модули упругости, вычисленные по этим зависимостям, как правило, превышают модули, полученные статическим нагружением скального массива (рис. 35). Это объясняется свойственной реальным скальным массивам «вязкостью», проявляющейся в зависимости деформаций от величины и времени действия приложенной нагрузки [18]. При распространении сейсмических волн, когда возникающие напряжения действуют весьма короткое время, скальные массивы ведут себя практически как идеально упругие тела.

Тем не менее проведение комплексного исследования скального массива различными методами позволяет установить корреляционную связь между динамическими E_d и статическими $E_{ст}$ модулями упругости (или деформации).

Можно предложить следующую зависимость для записи такой корреляции:

$$E_{ст} = E_d [1 - \exp(-aE_d^2)], \quad (84)$$

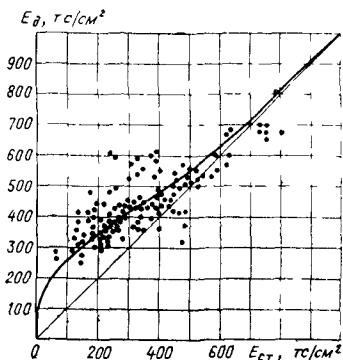


Рис. 35. Эмпирическая кривая связи между статическими модулями деформации и динамическими модулями упругости известняка

где a — коэффициент, определяемый экспериментально для каждого типа пород.

На рис. 35 приведено сопоставление статических модулей деформации и динамических модулей упругости для образцов известняка в створе арочной плотины Ингури. Кривая связи описана уравнением (84) с коэффициентом $a = 7,5 \cdot 10^{-12} \text{ см}^4/\text{кгс}^2$.

Большим преимуществом сейсмоакустического метода является его простота, невысокая стоимость и возможность «прозвучивать» большие объемы скального массива в различных направлениях.

Следует, однако, отметить, что точность определения модулей упругости и коэффициентов Пуассона сейсмоакустическим методом сильно зависит от точности определения скоростей (скорости входят во все выражения в квадрате), что часто приводит к большим погрешностям.

Анхель Гарсия Ягуэ [35] показал, что если $\mu = 0,25$ и погрешность его определения составляет 20%, а погрешность определения скорости продольной волны и объемного веса породы составляет 5%, то общая погрешность определения модуля упругости составит 53%.

Метод штампа, осуществляемый путем приложения нагрузки на скальную породу через штамп и замера смещений скалы, нашел весьма широкое распространение в инженерной практике.

Скальный массив аппроксимируется упругой и изотропной средой, для которой справедливо следующее решение Буссинеска для упругого полупространства:

$$E = KP(1 - \mu^2)/\omega_0 B, \quad (85)$$

где K — коэффициент формы штампа;
 P — сила, действующая на штамп;
 μ — коэффициент Пуассона основания;
 ω_0 — осадка под центром штампа;
 B — характерный размер штампа.

При использовании прямоугольного штампа величина коэффициента его формы может быть определена зависимости от соотношения сторон прямоугольника и B [22]:

B/A	...	1	1,2	1,6	1,8	2	3	4	5
K	...	0,87	0,94	1,07	1,13	1,18	1,40	1,55	1,68

При наличии по направлению стороны штампа B эксцентриситета приложения силы появляется момент

вызывающий поворот штампа на угол θ . Для определения этого угла может быть использована зависимость [22]

$$\theta = mM(1 - \mu^2)/[A^2 BE]. \quad (86)$$

Величина коэффициента m зависит от соотношения сторон прямоугольника A и B :

$B/A \dots$	0,2	0,25	0,33	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$m \dots$	2,18	2,41	2,72	2,92	3,14	3,32	3,48	3,62	3,71

Продолжение

$B/A \dots$	1	1,2	1,4	1,8	2	2,33	3	4	5	∞
$m \dots$	3,8	3,95	4,05	4,26	4,3	4,4	4,52	4,65	4,72	5,01

При использовании круглого штампа зависимость (85) может быть выражена следующим образом:

$$E = KpR(1 - \mu^2)/\omega, \quad (87)$$

где K — коэффициент, величина которого зависит от места расположения точки замера смещения (осадки) основания: для центра штампа $K=2$, для края штампа $K=4/\pi$;

p — давление под штампом;

R — радиус штампа;

μ — коэффициент Пуассона основания;

ω — смещение (осадка) основания в любой точке под штампом.

Как правило, используют круглые штампы площадью около 1 м². Уравнение (87) справедливо лишь при равномерном нагружении штампа по площади, т. е. для гибкого штампа. При использовании жестких штампов в уравнение необходимо вводить корректив, учитывающий влияние этой жесткости, так как в противном случае полученные значения модуля упругости или деформации окажутся завышенными

Смещение (осадку) скалы

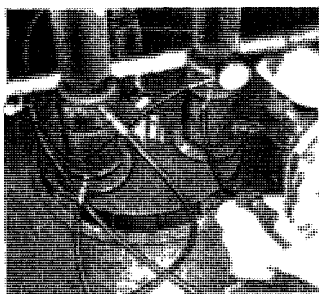


Рис 36 Вид установки для определения модуля деформации скального массива методом штампа

замеряют в центре штампа, для чего в нем предусматривается соответствующее отверстие (рис. 36), а также на краях штампа и на свободной поверхности скалы в целях определения очертания «чаши» прогиба и ее сопоставления с теоретическим очертанием. Для построения теоретического очертания чаши прогиба поверхности идеально упругой среды под круглым штампом радиуса R может быть использовано выражение [1]

$$w = [4pR(1 - \mu^2)/\pi E] \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - (r/R)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi, \quad (88)$$

где r — расстояние от рассматриваемой точки поверхности до оси штампа при условии, что r меньше R .

Для облегчения пользования уравнением (88) были подсчитаны значения входящего в него эллиптического интеграла

$$S = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - (r/R)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi: \quad (89)$$

r/R	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
S	1,571	1,567	1,555	1,535	1,506	1,467	1,417	1,355	1,278	1,171	1

Для построения очертания чаши прогиба вне пределов штампа, т. е. когда $r \geq R$, можно в первом приближении пользоваться зависимостью

$$w = 4pR^2(1 - \mu^2)' \pi E r. \quad (90)$$

На рис. 37 представлены результаты испытания, проведенного под руководством автора для определения модуля упругости конгломерата в основании опоры автодорожного моста Метлак на автостраде Мехико—Веракрус (Мексика).

Как видно из диаграммы, нагрузка прикладывалась несколькими циклами нагружения и разгрузки, причем результаты четвертого и пятого циклов легли внутри петли гистерезиса третьего цикла, что свидетельствует о практической стабилизации процесса деформирования конгломерата в упругой зоне.

Модуль упругости определяется исходя из необходимости удовлетворения следующих двух условий:

- 1) соответствия величины осадки под штампом вели-

чине упругого смещения согласно уравнению Буссинеска;

2) соответствия теоретического очертания чаши прогиба значениям, полученным экспериментально.

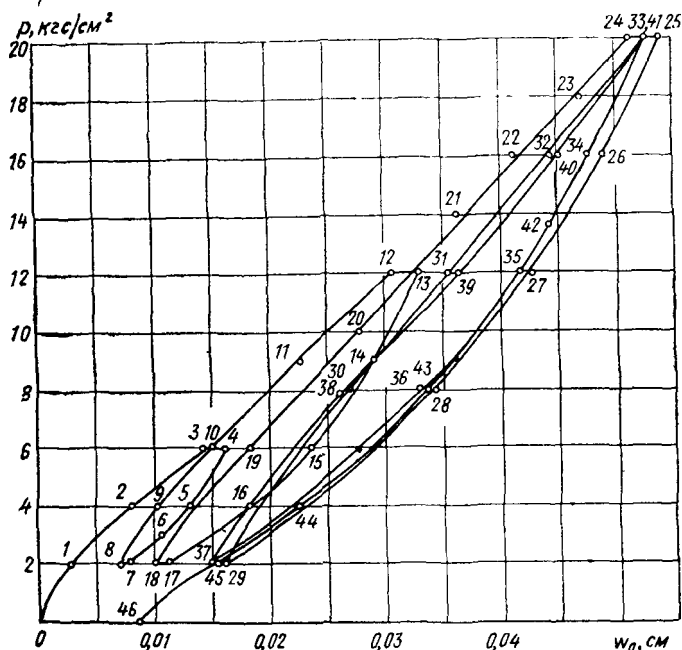


Рис. 37. Результаты исследования модуля упругости конгломерата

Согласно диаграмме на рис. 37 величина упругого смещения основания в интервале нагрузок 2—20 кгс/см² составила $w_0 = 0,0379$ см, что при диаметре штампа 117 см и принятом коэффициенте Пуассона $\mu = 0,3$ дает значение модуля упругости $E = 48\,300$ кгс/см².

На рис. 38 представлены теоретические кривые осадок основания при полученном значении модуля упругости и там же нанесены экспериментальные точки. Вполне приемлемое соответствие между расчетными и экспериментальными данными позволяет считать полученное значение модуля упругости правильным.

Наибольшее расхождение дали точки замеров у краев штампа, что определяется большим градиентом де-

формаций в этой области и влиянием близости нагруженного контура. Следовательно, не ограничиваясь замером смещений у краев штампа, необходимо всегда замерять осадки в пределах загружаемой площади и особенно вблизи центра штампа, как наиболее достоверные. Кро-

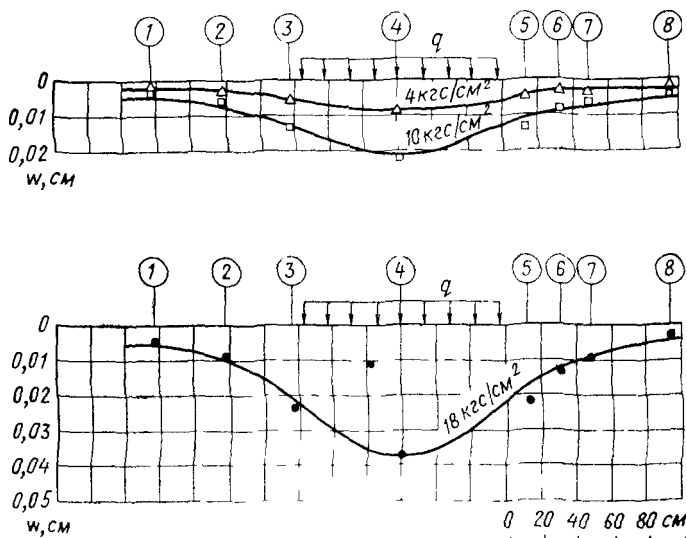


Рис 38. Чаши осадок основания под штампом при различных нагрузениях (1—8 — места замера осадок)

ме того, следует сопоставлять полученное экспериментально очертание чаши прогиба с рассчитанным по принятой величине модуля. Оба условия должны быть непременно удовлетворены.

Исследования методом гидростатической камеры и методом цилиндрического штампа проводят в штольнях и выработках кругового сечения диаметром 2—3 м.

При использовании метода гидростатической камеры на отведенном под опытную камеру участке выработки для предотвращения фильтрации воды из камеры либо выполняют тонкую выравнивающую или сборную бетонную облицовку, либо скалу покрывают латексной гидроизолирующей пленкой.

С обеих сторон камеру отделяют от выработки железобетонными перегородками — тампонами, имеющими

металлические люки-лазы для обеспечения возможности сообщения с внутренней полостью. В камеру под давлением нагнетают воду и дистанционными индикаторами определяют приращения радиуса камеры в различных направлениях.

Величину модуля упругости или деформации определяют затем по уравнению

$$E = pR(1 + \mu)/\Delta R, \quad (91)$$

где R — радиус камеры;

ΔR — приращение радиуса под действием внутреннего давления.

Достоинством этого метода является включение в активную зону испытания больших объемов скального массива, недостатком — значительная трудоемкость и стоимость.

В последние годы в ряде стран на смену метода гидростатической камеры пришел метод радиального или цилиндрического штампа. В Советском Союзе этот метод, получивший название метода цилиндрического гидравлического штампа (ЦГШ), был разработан П. Д. Евдокимовым и Д. Д. Сапегиным во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева [6].

Нагрузка на стенки камеры в этом случае создается секционными кольцевыми цилиндрическими подушками-домкратами, опирающимися на внутренние стальные цилиндры.

Таким образом, отпадает необходимость в перегоразживании камеры железобетонными тампонами и нагнетании в нее десятков кубических метров воды. Вопрос решается гораздо проще с помощью заранее отлаженной мобильной установки.

В качестве экспресс-метода для определения деформативных характеристик скального массива иногда используют метод дилатометра (или прессиометра). Дилатометр представляет собой цилиндрический прибор, опускаемый в скважину, который позволяет одновременно передать на стенки скважины равномерное внутреннее давление и замерить деформации диаметра скважины в различных направлениях.

Как правило, используют портативные переносные приборы, которые поочередно опускают в ряд скважин, определяя в каждой скважине деформативные характе-

ристики породы на различных глубинах. Это дает возможность быстро и без больших затрат составить представление о качестве скального основания по большому количеству рассредоточенных скважин.

Однако следует признать, что существующие конструкции дилатометров не позволяют с достаточной точ-

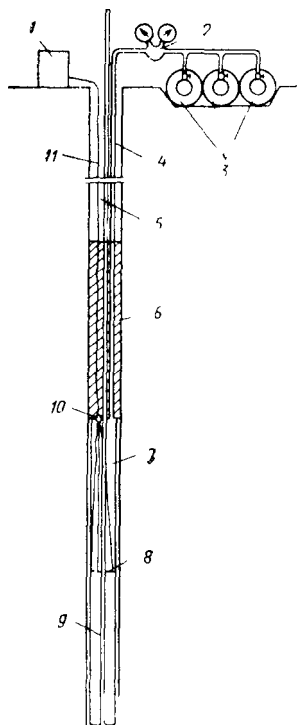


Рис 39 Схема стационарного дилатометра для определения деформативных характеристик скальных пород

1 — измерительная станция
2 — редуктор с манометрами,
3 — баллоны со сжатым воздухом
4 — труба высокого давления
5 — скважина, 6 — бетонная пробка, 7 — стальной тонкостенный цилиндр
8 — электротензодатчики, 9 — трубка для цементации прибора, 10 — сальник
11 — кабель к электротензодатчикам

ностью и достоверностью измерить смещения внутренних стенок скважины. Стремление сделать прибор портативным приводит к потере точности так как, во-первых, никогда нет уверенности, что щуп индикатора опирается на «здоровую» стенку скважины, а не на трещину или заклиненный осколок породы, а во-вторых, при создании давления возможны некоторые подвижки прибора, что приводит к нарушению первоначальных (нулевых) отсчетов.

Автором в 1961 г. был предложен метод исследования упругих характеристик с помощью стационарного дилатометра [3]. Прибор в виде тонкостенного стального цилиндра помещают в нижнюю часть скважины с плотным заполнением кольцевого зазора цементным раствором. На внутренней стенке цилиндра в его среднем сечении наклеивают по окружности электротензодатчики, позволяющие фиксировать деформации стенок цилиндра (рис 39). Замер окружных деформаций стенок цилиндра позволяет определить их радиальное смещение и, следовательно, радиальное смещение внутренних стенок скважины.

С помощью компрессорной установки или баллонов со сжатым воздухом в цилиндре создается необходимое давление, передаваемое цилиндром частично на породу.

Рассматривая металлический цилиндр и окружающую его скальную породу как двухслойный резервуар, можно получить следующее выражение для определения модуля упругости скального массива:

$$E = pR/\Delta R - E_c \delta/[R(1 - \mu_c)], \quad (92)$$

где p — создаваемое в цилиндре давление;
 R — радиус скважины;
 ΔR — радиальное смещение стенок скважины;
 E_c и μ_c — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала цилиндра;
 δ — толщина стенок цилиндра.

Использование для дилатометров скважин ограниченного сечения не позволяет создавать значительных активных зон и производить опробований больших объемов скального массива, что является недостатком этих методов.

Учет реологических свойств скальных пород. Для описания поведения реального скального материала под нагрузкой необходим учет не только его упругих свойств, но также вязкости и пластичности материала. Обычно для учета взаимодействия комплекса этих факторов используют условные реологические схемы, в которых элемент упругости представляется в виде пружины, элемент вязкости — в виде гидравлического амортизатора и элемент пластичности — в виде скользящего по поверхности блока. Идеально упругая модель называется иногда моделью Гука, идеально вязкая — моделью Ньютона и идеально пластичная — моделью Сен-Венана. Последовательное соединение моделей Гука и Ньютона дает модель Максвелла, а параллельное их соединение — модель Кельвина — Фогта.

Основным назначением этих моделей является качественное описание поведения реальных скальных материалов под нагрузкой.

Наиболее простыми моделями вязкоупругого поведения под нагрузкой являются модели Максвелла и Кельвина — Фогта.

Согласно модели Максвелла зависимость между напряжением и деформацией записывается так:

$$\partial \varepsilon / \partial t = E^{-1} \partial \sigma / \partial t + \eta^{-1} \sigma \quad (93)$$

или

$$\varepsilon = \sigma E^{-1} + \eta^{-1} \int_0^t \sigma dt, \quad (94)$$

где E — модуль упругости («пружина»);

η — осевая вязкость, аналогичная модулю упругости («амортизатор»).

Таким образом, при одноосном нагружении относительная деформация складывается из двух членов, один из которых пропорционален напряжению, а второй — интегралу от напряжения во времени.

При постоянной скорости нагружения K уравнение (94) можно записать так:

$$\varepsilon = \sigma E^{-1} + 0,5 \sigma^2 K^{-1} \eta^{-1}. \quad (95)$$

При высокой скорости нагружения и при большой вязкости значение второго члена может оказаться пренебрежимо малым, в результате чего будет получена линейная зависимость. Однако при небольшой скорости нагружения и низкой вязкости значение второго члена увеличивается и зависимость σ — ε приобретает нелинейный характер.

Модель Кельвина — Фогта дает следующую зависимость между напряжением и деформацией:

$$\sigma = \varepsilon E + \eta \partial \varepsilon / \partial t. \quad (96)$$

Из этого уравнения вытекает, что при возрастании скорости деформации напряжение может бесконечно возрастать, а это нелогично, вследствие чего самостоятельное применение модели Кельвина — Фогта не получило широкого распространения.

Решение уравнения (96) дает [30]

$$\varepsilon = [\varepsilon_0 + \eta^{-1} \int_0^t \sigma \exp(Et/\eta) dt] \exp(-Et/\eta). \quad (97)$$

При постоянной величине напряжения ($\sigma = \text{const}$)

$$\varepsilon = \sigma E^{-1} + (\varepsilon_0 - \sigma E^{-1}) \exp(-Et/\eta), \quad (98)$$

а если начальная деформация равна нулю ($\varepsilon_0 = 0$), то

$$\varepsilon = \sigma E^{-1} [1 - \exp(-Et/\eta)]. \quad (99)$$

Последовательное соединение моделей Максвелла и Кельвина — Фогта дает новую модель, хотя и довольно сложную, но зато достаточно хорошо описывающую ползучесть скальных пород под нагрузкой [44].

Основное уравнение, описывающее поведение этой модели под нагрузкой, записывается так:

$$\partial^2 \sigma / \partial t^2 + (E_M / \eta_M + E_M / \eta_K + E_K / \eta_K) \partial \sigma / \partial t + (E_M E_K / \eta_M \eta_K) \sigma = \\ = E_M \partial^2 \varepsilon / \partial t^2 + (E_M E_K / \eta_K) \partial \varepsilon / \partial t, \quad (100)$$

где E_M и η_M — модуль упругости и вязкость для модели Максвелла;

E_K и η_K — модуль упругости и вязкость для модели Кельвина — Фогта.

При мгновенном приложении нагрузки и создании постоянного напряжения σ_0 в момент $t_0 = 0$ при $\varepsilon_0 = 0$ решение этого уравнения примет вид

$$\varepsilon = (1/E_M + t/\eta_M) \sigma_0 + \sigma_0 E_K^{-1} [1 - \exp(-E_K t / \eta_K)]. \quad (101)$$

Это уравнение дает кривую ползучести стандартных испытаний образца на длительное нагружение постоянной нагрузкой, когда при постоянном напряжении фиксируется деформация во времени.

В случае создания в момент $t_0 = 0$ при $\sigma_0 = 0$ постоянной скорости деформации $\partial \varepsilon / \partial t = K$ решение уравнения (100) запишется так:

$$\sigma = [K E_M / (r_1 - r_2)] (\exp r_1 t - \exp r_2 t), \quad (102)$$

где

$$r_{1,2} = -0,5 (E_M / \eta_M + E_M / \eta_K + E_K / \eta_K) \pm \\ \pm 0,5 [(E_M / \eta_M + E_M / \eta_K + E_K / \eta_K)^2 - 4 (E_M E_K / \eta_M \eta_K)]^{1/2}. \quad (103)$$

При достаточно высоких напряжениях большинство скальных пород ведет себя согласно этой реологической модели вплоть до разрушения [44]. Тем не менее необходимо еще раз подчеркнуть, что эти реологические модели не имеют непосредственного физического смысла, а служат лишь для систематической интерпретации и качественного описания результатов.

Выводы. Деформативные характеристики скальной породы должны определяться как на образцах, так и в полевых условиях — для оценки деформативности массива.

Величины модулей деформации и упругости для од-

ного и того же типа скалы колеблются в весьма широких пределах в зависимости от состояния породы, направления приложения нагрузки, наличия естественного напряженного состояния и, наконец, использованного метода испытания.

Следует отметить, что для скальных пород, являющихся трещиноватыми нелинейно-деформируемыми средами, величины модулей деформации и упругости существенно зависят от схемы и способа загрузки массива размера вовлекаемой в работу активной зоны и величины приложенного усилия. Поэтому не только такие различные методы, как динамический и статический, иногда дают значительно отличающиеся величины модуля упругости, но и разные статические методы дают, как правило, неидентичные результаты. Это положение может быть проиллюстрировано табл. 2 [31]

Таблица 2

Значения модуля упругости скального основания арочной плотины Вуглан (Франция), полученные различными методами

Способы определения модуля упругости	Количество испытаний	Средняя величина модуля упругости	Среднеквадратичное отклонение	Коэффициент вариации
		в тс/см ²		
Лабораторные				
На цилиндрических образцах диаметром 145 мм и высотой 290 мм .	12	640	200	0,32
На призматических образцах размером 140×140×280 мм	18	430	150	0,35
Полевые				
Дилатометром диаметром 76 мм	17	350	175	0,50
То же, 165 мм	33	240	70	0,29
Штампом диаметром 280 мм	30	160	65	0,40
Плоским домкратом диаметром 500 мм, расположенным в щели	1	500	—	—
Сейсмоакустическим методом	—	420	—	—
По натурным замерам смещений возведенной плотины	—	280	—	—

Что касается такого показателя деформативности, как коэффициент Пуассона для скальных массивов, то следует отметить еще больший разброс опытных его значений, связанный с большой сложностью его определения в полевых условиях.

Обычно при расчетах распределения напряжений в скальном массиве величину коэффициента Пуассона принимают равной 0,25. Однако, как показали исследования [48], простое арифметическое осреднение 1254 значений коэффициентов Пуассона, полученных статистическими методами в лаборатории и при полевых исследованиях, дает величину 0,13 при изменении в интервале от 0 до 0,61. Арифметическое осреднение 218 результатов динамических испытаний дает величину 0,172 при изменении в интервале от 0 до 0,94.

7. Водопроницаемость скальных пород

Водопроницаемость скальных массивов определяется их трещиноватостью (характером и величиной раскрытия трещин), гидравлическими напорами подземных вод и напряженным состоянием массивов. Большинство скальных пород содержит воду, и при наличии гидравлических градиентов эта вода приходит в движение, перемещаясь по трещинам скального массива и оказывая на него механическое, физическое и химическое воздействие.

Давление этой воды, увеличивающееся с глубиной, является одним из основных факторов, определяющих поведение и устойчивость скального массива. Изменение этого давления влечет за собой перераспределение внутренних напряжений в массиве, что всегда необходимо учитывать при создании плотин, туннелей, горных выработок или крутых откосов.

Таким образом, учет механического воздействия фильтрующейся по трещинам воды на скальный массив имеет первостепенное значение для анализа поведения скального основания и самого сооружения в период эксплуатации.

Коэффициент фильтрации. Предполагается, что движение воды по трещинам подчиняется закону Дарси, согласно которому скорость движения потока прямо пропорциональна гидравлическому градиенту:

$$v = ki = k \text{ grad } U, \quad (104)$$

где k — коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом фильтрации;
 U — гидравлический потенциал погока (папор).

Учитывая, что скальный массив может обладать анизотропией водопроницаемости, т. е. иметь различную величину коэффициента фильтрации в разных направлениях, можно в общем виде записать:

$$v_x = k_x \partial U / \partial x; v_y = k_y \partial U / \partial y, v_z = k_z \partial U / \partial z. \quad (105)$$

При движении однородной жидкости в пористой среде коэффициент фильтрации может быть выражен так.

$$k = \gamma C d^2 \mu, \quad (106)$$

где γ — объемный вес жидкости,
 C — коэффициент пропорциональности;
 d — эффективный диаметр пор или величина раскрытия фильтрующих трещин,
 μ — динамическая вязкость жидкости

Для коэффициента фильтрации трещиноватой скальной среды с параллельными трещинами шириной e и расстоянием l между ними Ж. Серафим и А. Дель Кампо получили следующую зависимость:

$$k = \gamma e^3 / 12 \mu l, \quad (107)$$

которая при фильтрации только по одной трещине с постоянной шириной e преобразуется в зависимость:

$$k = \gamma e^2 / 12 \mu. \quad (108)$$

Все это справедливо лишь в пределах применимости закона Дарси. При очень высоких гидравлических градиентах или при больших раскрытиях трещин в скальной породе ламинарный характер фильтрующегося потока нарушается. Применение закона Дарси, вероятно, не всегда может быть правомерным и для скальных пород с весьма малой водопроницаемостью. Силы поверхностного натяжения воды и имеющиеся пузырьки газа могут весьма затруднить фильтрацию или даже воспрепятствовать ей в некоторых областях [72]. Однако А. Ниссен [72] получил подтверждение закона Дарси для небольших образцов известняка и песчаника с очень низкой водопроницаемостью. Ж. Серафим [72] установил, что закон Дарси подтверждается при фильтрации воды через цементный камень с коэффициентом фильтрации порядка 10^{-10} см/сек при градиентах порядка единицы.

Водопроницаемость скальных пород может изменяться в весьма широких пределах. Так, плотные граниты и даже известняки могут иметь коэффициенты фильтрации порядка 10^{-10} см/сек, в то время как пористые песчаники или трещиноватые сланцы могут иметь коэффициенты фильтрации более 10^{-3} см/сек.

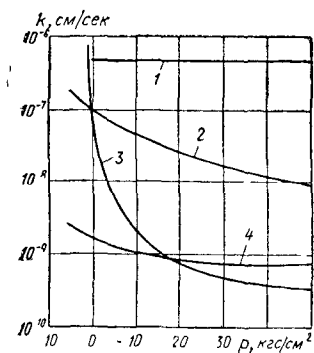


Рис. 40. Изменение коэффициента фильтрации различных скальных пород при изменении приложенной к образцу нагрузки

1 — известняк; 2 — гнейс; 3 — трещиноватый гнейс, 4 — гранит

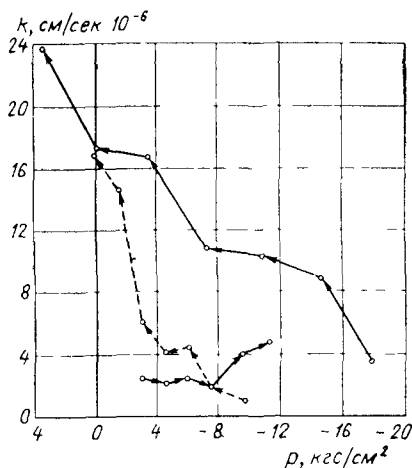


Рис. 41. Изменение коэффициента фильтрации легнита в основании плотины Мекиненса (Испания) в зависимости от нормального давления

Скальные основания бетонных плотин, не требующие по своей водопроницаемости (согласно критерию Люжона) цементации, имеют, как правило, коэффициенты фильтрации 10^{-5} см/сек и менее [72].

В табл. 3 приведены коэффициенты фильтрации различных скальных пород, полученные рядом исследователей в результате лабораторных и полевых испытаний.

Следует, однако, учесть, что коэффициент фильтрации скальных массивов весьма сильно зависит от их напряженного состояния. Это явление было детально исследовано П. Лондом и Ф. Сабарли [54].

На рис. 40 представлен график изменения коэффициента фильтрации различных скальных пород при изменении приложенной к образцу нагрузки. Фильтрация во-

Таблица 3

Коэффициенты фильтрации различных скальных пород в образце и массиве

Скальная порода	k см/сек
Исследования образцов в лаборатории	
Гранит	$5 \cdot 10^{-11} - 20 \cdot 10^{-10}$
Гранит нарушенный	$1,5 \cdot 10^{-5} - 0,6$
Сланец	$7 \cdot 10^{-11} - 1,6 \cdot 10^{-10}$
Черный сланец (трещиноватый)	$10^{-4} - 3 \cdot 10^{-4}$
Брекчия	$4,6 \cdot 10^{-10}$
Кальцит	$7 \cdot 10^{-10} - 9,3 \cdot 10^{-8}$
Известняк	$7 \cdot 10^{-10} - 1,2 \cdot 10^{-7}$
Аолитовый известняк	$1,3 \cdot 10^{-6}$
Доломит	$4,6 \cdot 10^{-9} - 1,2 \cdot 10^{-8}$
Алевролит (флиш мелового возраста)	$10^{-9} - 10^{-8}$
Песчаник	$1,6 \cdot 10^{-7} - 1,2 \cdot 10^{-5}$
Песчаник (флиш мелового возраста)	$10^{-10} - 10^{-8}$
Мелкозернистый песчаник	$2 \cdot 10^{-7}$
Песчаник Бредфорд	$6 \cdot 10^{-7} - 2,2 \cdot 10^{-5}$
» Гленроз	$1,3 \cdot 10^{-4} - 1,5 \cdot 10^{-3}$
Сухой твердый ил	$6 \cdot 10^{-7} - 2 \cdot 10^{-6}$
Исследования скалы в массиве «in situ»	
Гнейс	$1,2 \cdot 10^{-3} - 1,9 \cdot 10^{-3}$
Гнейс мигматитовый	$3,3 \cdot 10^{-3}$
Хлоритовый гнейс и сланцы	$0,7 \cdot 10^{-2}$
Гранит пегматитовый	$0,6 \cdot 10^{-3}$
Известняк ооценового возраста	$10^{-4} - 10^{-2}$
Песчаник	10^{-2}
Легнит (прослойка)	$1,7 \cdot 10^{-2} - 23,9 \cdot 10^{-2}$
Затвердевший ил	10^{-4}
Водонепроницаемая скала с величиной раскрытия трещин 0,1 мм и расстоянием между ними 1 м	$8 \cdot 10^{-4}$

ды осуществлялась через стенки полого цилиндрического скального образца под действием гидравлического градиента, создававшегося разностью внешнего и внутреннего давлений воды. Эта же разность давлений создавала поле напряжений в стенке образца. При большом внешнем давлении кольцевая стенка цилиндра сжималась и фильтрация воды происходила снаружи внутрь; при преобладании внутреннего давления образец испытывал растяжение и фильтрация воды происходила изнутри цилиндра наружу. Таким образом, можно было определить водопроницаемость скальных образцов при различных напряжениях — как сжимающих, так и растягивающих.

Очевидно, что снижение водопроницаемости скального материала происходит вследствие смыкания трещин при увеличении сжимающих напряжений (участок кривой OA на рис. 34), и несомненно, что между кривой деформации скального массива под нагрузкой и кривой снижения коэффициента фильтрации существует прямая связь.

Согласно зависимости (106), можно записать

$$k = Ad^2, \quad (109)$$

где d — величина раскрытия трещин, изменяющаяся с изменением нагрузки.

Если первоначально ширина трещин составляла L_k , а в процессе возрастания сжимающих напряжений изменилась на ΔL_k , то можно записать в общем виде:

$$d = L_k - \Delta L_k. \quad (110)$$

Используя зависимость (76), получим

$$d = L_k [1 - (\sigma_0 / E_0) \eta(\sigma)] \quad (111)$$

или

$$k = AL_k^2 [1 - (\sigma_0 / E_0) \eta(\sigma)]^2. \quad (112)$$

Отсюда следует, что изменение величины коэффициента фильтрации связано с изменением функции $\eta(\sigma)$, обуславливающей также нелинейный характер деформаций в связи с увеличением (или уменьшением) площади контактов в трещинах.

Аналогичное изменение величины коэффициента фильтрации с увеличением напряжений в скальном массиве наблюдается и при натурных исследованиях. На

рис. 41 представлены результаты полевых испытаний водопроницаемости легнита в основании плотины Мекиненса в Испании [49]. Подобные кривые получены для песчаника Кнутсоном и Борором [72].

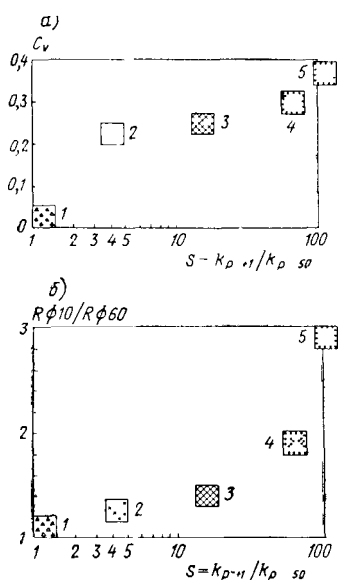


Рис 42 Зависимость водопроницаемости скальных пород в створе плотины Мальпассе от коэффициента вариации прочности на осевое сжатие (а) и от масштабного фактора (б)

1 — известняк Сен Вааст, 2 — гнейс, 3 — трещиноватый известняк; 4 — правый берег, 5 — левый берег

Жан Бернэ в своем исследовании скального основания плотины Мальпассе [23] приводит диаграммы зависимости водопроницаемости скальных пород от коэффициента вариации прочности на осевое сжатие и от масштабного фактора прочности (рис. 42). Как видно из этих диаграмм, существует тесная связь между указанными факторами, что вполне понятно, так как все они в первую очередь определяются трещиноватостью или раздробленностью скального массива.

Учитывая, что величина раскрытия многих трещин весьма незначительна, можно представить, что даже небольшое изменение этого раскрытия приведет к существенному изменению водопроницаемости скального массива.

Рассмотрим весьма наглядный пример из работы П. Лонда и Ф. Сабарли [54].

Предположим, что скальный массив рассечен трещинами шириной $L_{тв}$, проходящими на расстоянии $L_0 = 100$ см одна от другой. Этот массив служит основанием плотины, которая передает на него усилие $\sigma = 50$ кгс/см² под углом $\theta = 30^\circ$ к плоскостям трещин.

Деформация трещины может быть определена по выражению:

$$\Delta L_{тв} = \sigma L_0 (1/E - 1/E_0) \sin \theta, \quad (113)$$

где E и E_0 — модули упругости соответственно скального массива и скальной породы.

Допустим, что $E = 50\,000 \text{ кгс/см}^2$ и $E_0 = 500\,000 \text{ кгс/см}^2$. Подставляя числовые значения в уравнение (113), получим $\Delta L_k = 0,45 \text{ мм}$.

Это значит, что все трещины с величиной раскрытия меньше $0,45 \text{ мм}$, образующие с направлением усилия угол, равный или больший 30° , будут закрыты и их водопроницаемость станет практически равна нулю.

Из этого же примера можно получить, что все трещины с величиной раскрытия менее $0,1 \text{ мм}$ будут практически закрыты при нормальном напряжении 5 кгс/см^2 . Это весьма реальные величины напряжений и раскрытия трещин в скальном массиве, следовательно, в нем на некотором протяжении вдоль линии действия усилия образуется практически водонепроницаемая зона.

П. Лондом и Ф. Сабарли было обнаружено, что давление воды в трещинах также может оказывать значительное влияние на водопроницаемость скального массива. Исследования показали, что приращение величины раскрытия трещины прямо пропорционально давлению воды в этих трещинах [54]:

$$\Delta L_k = Bp. \quad (114)$$

Таким образом, водопроницаемость скального массива определяется комплексом параметров, неучет которых может привести к катастрофическим последствиям. Одним из трагических примеров может служить единственный в истории плотиностроения случай разрушения арочной плотины Мальпасе во Франции в декабре 1959 г.

Как правило, считается, что крупные трещины с достаточно большим раскрытием опаснее тонких волосных трещин. Однако это представление в некоторых случаях может оказаться ошибочным. Крупные трещины могут быть заполнены глинистым или цементным раствором, в то время как тонкие трещины практически не поддаются инъектированию. Поэтому с точки зрения водопроницаемости тонкие трещины могут оказаться более опасными.

Рассмотрим в качестве примера скальное основание в примыканиях арочной плотины (рис. 43). Результирующее усилие от пяты плотины создает в основании зону

сжатия, в которой происходит смыкание трещин и, следовательно, резкое снижение водопроницаемости. В то же время с верховой стороны от этой зоны под большим давлением воды происходит раскрытие трещин, которые разрывают противofильтрационную цементационную завесу, расположенную у напорной грани плотины. В результате зона сжатия в основании плотины начинает иг-

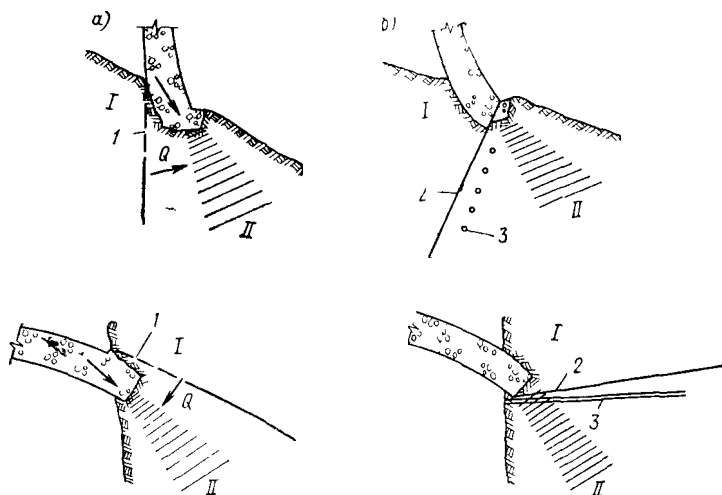


Рис 43 Примеры расположения цементационной завесы

a — неправильного у верховой грани плотины, приводящего к разрушению ее, *б* — правильного в примыкании арочной плотины, *I* — зона открытых трещин, *II* — зона сжатия, *Q* — результирующая сила гидростатического давления, *1* — разорванная цементационная завеса, *2* — цементационная завеса, *3* — дренаж

рать роль противofильтрационной завесы, которая воспринимает результирующую силу Q гидростатического давления, выталкивающую пизовой клин основания пяты в нижний бьеф (см рис 43, *a*)

Для предотвращения такой опасной ситуации необходимо, во-первых, сместить цементационную завесу ближе к пизовой грани плотины и, во-вторых, непосредственно за этой завесой расположить дренажную сеть, способную перехватить любой фильтрационный поток, прошедший через противofильтрационную завесу [54, 78]. Пример такого решения показан на рис. 43, *б*.

Изменения давления воды в трещинах скального основания, связанные с колебаниями уровня в водохрани-

лище, вызывают деформации и смещения как самого скального массива, так и опирающегося на него сооружения. Проведенные различными авторами исследования показывают, что изменение уровня воды в водохранилище влечет за собой весьма быстрое изменение давления воды в трещинах скального основания. Так, в основании арочной плотины Кебрил ($H=132$ м) в Португалии запаздывание в передаче давления составляло всего три дня, в скальном основании плотины Хайуасси в США [72] изменение расходов в дренажной системе происходило через один-два дня после соответствующего изменения уровня воды в водохранилище.

Результаты тщательных исследований смещений берегов каньона в створе арочной плотины Кебрил показали, что с подъемом уровня воды в водохранилище и соответствующим увеличением давления воды в трещинах скального массива высота берегов увеличивается. Во многих случаях было зафиксировано также сближение скальных берегов каньона при заполнении водохранилища [72]. В одном случае даже было отмечено влияние воды, фильтрующейся из напорного туннеля, проходящего в береговом примыкании плотины, на смещения скальных бортов и тела плотины [73].

Уравнение движения фильтрующейся воды через трещиноватый скальный массив. Рассматривая установившееся движение воды по трещинам скального массива, когда количество воды, втекающей в трещины, равно количеству вытекающей из них воды, можно записать следующее уравнение неразрывности [10]:

$$\operatorname{div}(\gamma v) = \partial(\gamma v_x)/\partial x + \partial(\gamma v_y)/\partial y + \partial(\gamma v_z)/\partial z. \quad (115)$$

Это уравнение справедливо при условии, что объем трещин в процессе фильтрации не изменяется, а вода и заполняющие трещины газы несжимаемы.

Подставляя сюда значения векторов скоростей по выражениям (105), получим

$$(\partial k_x / \partial x) (\partial U / \partial x) + (\partial k_y / \partial y) (\partial U / \partial y) + (\partial k_z / \partial z) (\partial U / \partial z) + k_x (\partial^2 U / \partial x^2) + k_y (\partial^2 U / \partial y^2) + k_z (\partial^2 U / \partial z^2) = 0. \quad (116)$$

Это и есть уравнение неразрывности фильтрационного потока в трещинах.

Следует признать, что хотя коэффициенты фильтрации в реальном скальном массиве не являются постоянными величинами, а зависят, как было показано в пре-

дыдушем изложения, от напряженного состояния массива и давления фильтрационного потока, в настоящем рассмотрении можно пренебречь этими изменениями величин коэффициентов фильтрации вдоль массива и опустить в уравнении (116) первые три члена.

Производя следующую замену переменных:

$$\bar{x} = x k_x^{-1/2}; \quad \bar{y} = y k_y^{-1/2}; \quad \bar{z} = z k_z^{-1/2}, \quad (117)$$

получим хорошо известное уравнение Лапласа:

$$\partial^2 U / \partial \bar{x}^2 + \partial^2 U / \partial \bar{y}^2 + \partial^2 U / \partial \bar{z}^2 = 0, \quad (118)$$

или, короче,

$$\nabla^2 U = 0. \quad (119)$$

Предполагая, что изменение гидравлического потенциала при фильтрации воды через трещиноватый скальный массив может происходить только от изменения давления, уравнение (119) можно записать в более простом виде:

$$\nabla^2 p = 0. \quad (120)$$

Это уравнение нашло широкое применение для расчета фильтрации в однородных пористых основаниях гидротехнических сооружений. Поскольку уравнением Лапласа кроме установившейся фильтрации несжимаемого потока в однородной пористой среде описываются также потоки тепла, электричества, суммы главных напряжений и т. п., математическое решение этого уравнения хорошо известно, кроме того, оно может быть получено на любой аналоговой машине.

Однако следует признать, что использование этого уравнения для описания фильтрации в трещиноватом скальном основании, как правило, не может быть правомерным, так как здесь не выполняется ни одно из принятых выше допущений. Во-первых, трещиноватость скальной породы не может рассматриваться как однородная пористость; во-вторых, объем трещин сильно зависит от напряженного состояния скального массива и от давления фильтрующейся воды; в-третьих, при фильтрации по трещинам количество втекающей в трещины воды, как правило, не равно количеству вытекающей воды из-за наличия сжимаемых газов и пустот в трещинах, глухих (непроточных) трещин, а также вследствие изменения объема трещин при изменениях давления фильтрующейся воды.

Конечно, для таких условий, когда все факторы могут случайно или вынужденно изменяться, построить математическую модель довольно трудно, а если она и будет построена, то вряд ли ее можно будет использовать для практических целей. В этих случаях решение должно базироваться на инженерной интуиции и опыте. Однако, учитывая, что инженерного опыта в этом вопросе накоплено еще мало, попытаемся все же составить приближенную математическую модель, описывающую фильтрацию воды через трещиноватый скальный массив.

Если в процессе фильтрации количество втекающей в скальный массив воды не равно количеству вытекающей из него воды, то фильтрационный поток не может рассматриваться как установившийся.

Выделим единичный объем $dx dy dz$ трещиноватого скального массива. По направлению оси x в этот объем втекает расход $\gamma v_x dy dz$, а вытекает из него расход $\{\gamma v_x + [\partial(\gamma v_x)/\partial x] dx\} dy dz$.

Рассматривая аналогичные изменения расхода по остальным направлениям и суммируя полученные величины, можно найти общее приращение расхода фильтрующей воды в данном единичном объеме за единицу времени:

$$dq = [\partial(\gamma v_x)/\partial x + \partial(\gamma v_y)/\partial y + \partial(\gamma v_z)/\partial z] dx dy dz. \quad (121)$$

Обозначая относительный объем пустот (пористость) скального массива через n , а относительный объем этих пустот, заполненный газом, через a , можно записать выражение для массы воды в рассматриваемом единичном объеме массива:

$$m = \gamma(1 - a)n dx dy dz. \quad (122)$$

Согласно закону сохранения материи изменение расхода, протекающего через трещиноватый скальный массив, должно быть равно изменению массы жидкости в этом объеме:

$$\partial(\gamma v_x)/\partial x + \partial(\gamma v_y)/\partial y + \partial(\gamma v_z)/\partial z = \partial[\gamma(1 - a)n]/\partial t. \quad (123)$$

Это и есть уравнение неразрывности для условий неустановившегося фильтрационного потока.

Коэффициенты фильтрации по трем основным направлениям могут быть выражены через средние величины раскрытия трещин e_x , e_y и e_z при средних расстояниях между ними l_x , l_y и l_z следующим образом [72]:

$$\left. \begin{aligned} k_x &= (\gamma/12\mu) (e_y^3/l_y + e_z^3/l_z); \\ k_y &= (\gamma/12\mu) (e_z^3/l_z + e_x^3/l_x); \\ k_z &= (\gamma/12\mu) (e_x^3/l_x + e_y^3/l_y). \end{aligned} \right\} \quad (124)$$

Пренебрегая изменением плотности воды с изменением координат точки, левую часть уравнения (123) можно представить в таком виде:

$$\begin{aligned} \partial(\gamma v_x)/\partial x + \partial(\gamma v_y)/\partial y + \partial(\gamma v_z)/\partial z &= k_x \partial^2 p / \partial x^2 + k_y \partial^2 p / \partial y^2 + \\ &+ k_z \partial^2 p / \partial z^2 + (\partial p / \partial x) (\partial k_x / \partial x) + (\partial p / \partial y) (\partial k_y / \partial y) + \\ &+ (\partial p / \partial z) (\partial k_z / \partial z). \end{aligned} \quad (125)$$

Для расшифровки правой части уравнения (123) следует знать «уравнение состояния», определяющее поведение жидкости и газа в трещинах, или, иными словами, установить термодинамический режим течения. Если предположить, что режим фильтрационного потока будет изотермическим, то он будет характеризоваться неизменной температурой

$$T = \text{const}, \quad (126)$$

то можно записать

$$\gamma = \gamma_0 (1 + \beta p), \quad (127)$$

где γ_0 — плотность воды при атмосферном давлении,
 β — коэффициент объемного упругого расширения
или сжимаемости воды,
 p — величина избыточного давления

Изменение плотности воды во времени будет равно

$$\partial \gamma / \partial t = \gamma_0 \beta \partial p / \partial t. \quad (128)$$

Объем воздуха, находящегося в пустотах скального массива, будет изменяться с изменением давления, во-первых, вследствие растворения воздуха в воде, и во-вторых, вследствие его сжимаемости.

Согласно закону Генри — Дальтона, количество растворяющегося в воде воздуха может быть определено по зависимости

$$\Delta V_{\text{возд}} = r_V p V_{\text{воды}}, \quad (129)$$

где r_V — коэффициент объемной растворимости воздуха в воде,

$V_{\text{воды}}$ — объем воды в рассматриваемом объеме V_0 трещиноватого скального массива, равный

$$V_{\text{воды}} = (1 - a) n V_0. \quad (130)$$

Учитывая, что по закону Бойля — Мариотта объем сжимаемого воздуха обратно пропорционален давлению, получим

$$[a_0 - r_V p (1 - a)] p_0 = a (p_0 + p), \quad (131)$$

или после преобразования

$$a = [p_0 (a_0 - r_V p)] [p_0 + p (1 - r_V p_0)]^{-1}, \quad (132)$$

где a_0 — относительный объем воздуха при атмосферном давлении p_0 ;

a — относительный объем воздуха при давлении $p_0 + p$.

Допустим в первом приближении, что деформирование скального массива происходит в основном вследствие смыкания трещин, т. е. вследствие изменения объема внутренних пустот, где происходит фильтрация воды.

Исходя из этого предположения можно записать

$$n = n_0 - (\sigma^I / M), \quad (133)$$

где n — относительный объем пустот при данном напряженном состоянии скального массива;

n_0 — начальный относительный объем пустот;

σ^I — сумма главных напряжений в рассматриваемой точке массива или первый инвариант тензора напряжений;

M — объемный модуль упругости трещиноватого скального массива.

Решая теперь правую часть уравнения (123), получим

$$\partial [\gamma (1 - a) n] / \partial t = (1 - a) n \partial \gamma / \partial t + \gamma n \partial (1 - a) / \partial t + \\ + \gamma (1 - a) \partial n / \partial t. \quad (134)$$

Учитывая соотношения (127), (128), (132) и (133), запишем

$$\partial [\gamma (1 - a) n] / \partial t = \gamma_0 M^{-1} [p_0 + p (1 - r_V p_0)]^{-2} \{ [p_0 (1 - a_0) + p] [p_0 + p (1 - r_V p_0)] (M n_0 - \sigma^I) \beta \partial p / \partial t +$$

$$+ p_0 (1 + \beta p) [a_0 + r_v p_0 (1 - a_0)] (Mn_0 - \sigma^I) \partial p / \partial t - \\ - (1 + \beta p) [p_0 (1 - a_0) + p] [p_0 + p (1 - r_v p_0)] \partial \sigma^I / \partial t \}. \quad (135)$$

Приравнивая правые части уравнений (125) и (135), получим

$$k_x \partial^2 p / \partial x^2 + k_y \partial^2 p / \partial y^2 + k_z \partial^2 p / \partial z^2 + (\partial p / \partial x) (\partial k_x / \partial x) + \\ + (\partial p / \partial y) (\partial k_y / \partial y) + (\partial p / \partial z) (\partial k_z / \partial z) = \gamma_0 M^{-1} [p_0 + \\ + p (1 - r_v p_0)]^{-2} \{ [p_0 (1 - a_0) + p] [p_0 + p (1 - \\ - r_v p_0)] (Mn_0 - \sigma^I) \beta \partial p / \partial t + p_0 (1 + \beta p) [a_0 + \\ + r_v p_0 (1 - a_0)] (Mn_0 - \sigma^I) \partial p / \partial t - (1 + \beta p) [p_0 (1 - \\ - a_0) + p] [p_0 + p (1 - r_v p_0)] \partial \sigma^I / \partial t \}. \quad (136)$$

Это и есть общее дифференциальное уравнение движения фильтрующейся воды через трещиноватый скальный массив. Оно показывает, что при резком изменении внешних условий или общего напряженного состояния массива внутри него произойдет возрастание давления в трещинах, что может привести к резкому снижению несущей способности массива и его устойчивости.

Как показали исследования и наблюдения, фильтрационный поток часто движется не по всему поперечному сечению трещины, а лишь по образованным им в трещине или ее заполнителе каналам. В результате вместо сплошного фильтрационного потока образуется разветвленная сеть «ручейков», пронизывающая весь скальный массив. Это явление было зафиксировано при исследованиях водопроницаемости основания арочной плотины Рапель ($H=107$ м) в Чили [65].

В этом случае весьма сложно рассчитать фильтрационный поток и, что еще более важно, весьма трудно его дренировать. Сеть дренажных скважин в этих условиях может оказаться практически неэффективной.

8. Естественное напряженное состояние скального массива

При строительстве на скальном основании и особенно при строительстве подземных сооружений в скале необходимо учитывать естественное напряженное состояние скального массива, так как поведение породы на глу-

бине, а также ее прочность и деформативность в значительной степени определяются величиной и направлением существующего тензора напряжений. Достаточно отметить, что скальные породы, характеризующиеся в обычных условиях хрупким поведением, при напряжениях около 1000 кгс/см^2 становятся пластичными.

Естественное сжатие горных пород увеличивается с глубиной и придает скальным массивам такие механические свойства, которые являются решающими для практического их использования.

Первая гипотеза о распределении напряжений по глубине скального массива была выдвинута швейцарским геологом Альбертом Геймом в 1878 г. Он предположил, что напряжения по глубине скального массива распределяются по гидростатическому закону, т. е.

$$\sigma_r = \sigma_v = \gamma_c H, \quad (137)$$

где σ_r и σ_v — горизонтальное и вертикальное напряжения в массиве;

γ_c — объемный вес горной породы;

H — глубина рассматриваемой точки скального массива от дневной поверхности.

Однако инженерная практика не подтвердила этой гипотезы.

Второй гипотезой было предположение о распределении напряжений в горной породе, как в упругой среде:

$$\sigma_r = \mu (1 - \mu)^{-1} \sigma_v, \quad (138)$$

где μ — коэффициент Пуассона для горной породы.

Многочисленные исследования, проведенные в различных скальных породах, дают основание заключить, что и эта гипотеза не подтверждается на практике, не говоря уже о том, что всегда довольно трудно оценить коэффициент Пуассона для трещиноватого скального массива.

Не выдвигая никаких гипотез, можно в общем виде записать

$$\sigma_r = k \sigma_v, \quad (139)$$

где k — коэффициент бокового давления, величина которого может изменяться в весьма широких пределах в зависимости от локальных условий. Она может быть как меньше единицы, так и значительно превосходить ее [5, 70, 79].

Интересные исследования по выявлению влияния истории нагружения на формирование напряженного состояния и, в частности, на величину коэффициента k для песков и глин были проведены в университете Иллинойса в 1961—1962 гг. В специальной лабораторной установке грунт сначала медленно загружали до весьма больших вертикальных давлений — около 175 кгс/см^2 , а затем медленно разгружали. В процессе всего эксперимента вели замеры величины коэффициента k . При нагружении величина коэффициента k была почти постоянной: 0,35—0,45 для песка и 0,4—0,7 для глин в зависимости от их физических характеристик. При разгрузке же было обнаружено, что результирующее горизонтальное напряжение в грунте превышает вертикальное и величина коэффициента k быстро превосходит единицу, достигая значений 2—2,5 и более при стремлении вертикальных напряжений к нулю. Такой процесс создания горизонтальных напряжений может происходить в осадочных породах.

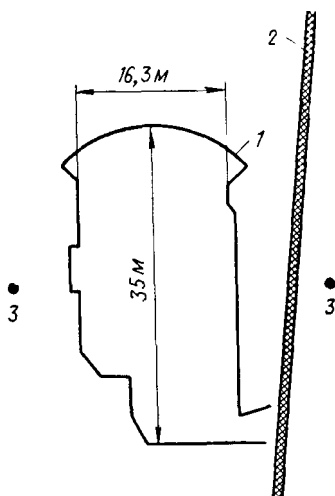


Рис. 44. Схема расположения тектонического сброса вблизи подземного машинного зала

1 — машинный зал; 2 — тектонический сброс; 3 — места замеров

Необходимо иметь в виду, что формирование напряженного состояния в массиве горной породы связано не только с его собственным весом и историей нагружения, но и с историей тектонических подвижек, происходивших в прошлом.

Весьма показательными в этом отношении являются результаты замеров естественных напряжений в скальном массиве по обе стороны от крупного тектонического сброса в районе расположения подземного машинного зала ГЭС Пикотэ в Португалии [71] (рис. 44). С обеих сторон замеренные величины вертикальных напряжений превысили величину, рассчитанную по глубине заложения ($19,6 \text{ кгс/см}^2$), причем если с низовой стороны сброс-

са замеренная величина напряжения превышает рассчитанную величину в два раза (40 кгс/см^2), то с верховой стороны она превышает рассчитанную величину в десять раз (200 кгс/см^2).

Интересные результаты измерений вертикальных и горизонтальных напряжений были получены в Австралии в районах строительства подземных гидроэлектростанций Поатина (Тасмания), Т-1 и Т-2 [48]. Эти результаты представлены в табл. 4.

Таблица 4

Величины естественных напряжений в скальном массиве в кгс/см^2

гЭС	Вертикальные напряжения		Горизонтальные напряжения		k
	рассчитанные	замеренные	рассчитанные	замеренные	
Поатина	39,2	87	9,8	168	1,93
Т-1	91	126	21	105	0,83
Т-2	58,8	119	7—17,5	{ 168 133	{ 1,41 1,11

Нильс Хаст [79] провел измерения вертикальных и горизонтальных напряжений в ряде шахт Швеции и установил следующее:

1) направления главных напряжений в своде и полу выработки совпадают;

2) направления главных напряжений совпадают с направлениями максимальной трещиноватости скального массива и с направлениями горных хребтов на дневной поверхности;

3) горизонтальные напряжения превосходят вертикальные в 1,5—8 раз ($k=1,5\div 8$).

Аналогичные исследования напряженного состояния массивов различных скальных пород вокруг шахт и подземных выработок были проведены Л. Обертом в США [61]. В большинстве случаев замеренные им максимальные сжимающие напряжения оказывались вертикальными или лежащими в пределах угла 20° от вертикали, а их величины с точностью до 20% соответствовали рассчитанным по глубине заложения. Только в одном случае толстослоистых известняков горизонтального напласто-

вания горизонтальные напряжения в направлении С—Ю более чем в два раза превышали вертикальные, в то время как горизонтальные напряжения в направлении В—З практически были равны вертикальным. При этом отличие замеренных вертикальных напряжений от рассчитанных оказалось значительным.

Приведенные примеры наглядно показывают, что распределение естественных напряжений в скальном массиве не может быть предсказано одной общей гипотезой и должно быть определено и проанализировано в каждом случае для конкретных условий.

Следует иметь в виду, что при оценке напряженного состояния блочного скального массива проблема не может быть решена однозначно. В зависимости от рассматриваемой базы измерения напряжений изменяются и сами напряжения. Поэтому правомерно говорить о разномасштабности напряжений в скальных массивах. Например, если блочный скальный массив в целом практически не способен воспринять растягивающих напряжений, то в отдельных блоках этого массива могут и, как правило, возникают значительные растягивающие напряжения вследствие перекосов и защемлений этих блоков при деформировании массива.

Рассмотрим в качестве иллюстрации скальный массив, разделенный крупными разрывными нарушениями и системами трещин на блоки различного порядка (рис. 45). Выделим блок *K*, состоящий, в свою очередь, из более мелких блоков следующего меньшего порядка. Проанализируем вертикальные напряжения, возникающие вдоль линии *AB* в блоках *I—VIII* от внешнего по отношению к блоку *K* поля естественных напряжений.

Пусть в блоке *I* напряжения изменяются по кривой *abc*, в блоке *II* — по кривой *cd*, в блоке *III* — по кривой *def*, в блоке *IV* — по кривой *fg* и т. д. Следовательно, измеряя напряжения в точках 1 и 2 блока *IV*, мы получим величины σ_1 и σ_2 (см. рис. 45), измеряя напряжения на базе блока *IV*, мы получим величину напряжения σ_{IV} , и, переходя к напряжениям, действующим на всей длине блока *K*, мы получим величину σ_K . Все эти напряжения могут значительно отличаться одно от другого.

Таким образом, говоря о напряжениях, действующих в скальном массиве, необходимо в каждом случае указывать их масштаб, т. е. величину базы этих напряжений. Это обстоятельство весьма осложняет проблему

изучения и описания напряженного состояния скальных массивов. При подходе к такому изучению необходимо в первую очередь определить границы поставленной задачи: какие напряжения, в какой области и на какой базе представляют первоочередной интерес.

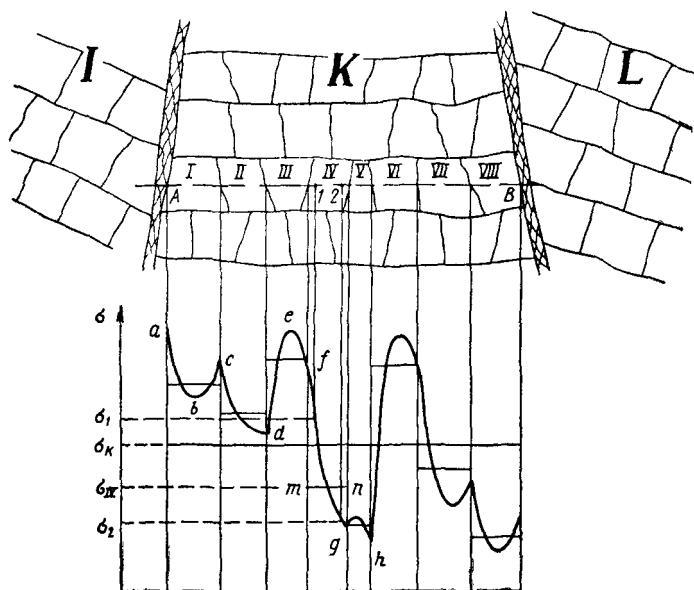


Рис. 45. Схема формирования напряженного состояния в блочном скальном массиве

Большинство из существующих экспериментальных методов определения напряжений позволяет замерить напряжения в отдельных точках массива на базах, измеряемых миллиметрами и сантиметрами. Для перехода к напряжениям, представляющим интерес для того или иного сооружения, имеющего протяженность основания в несколько метров, необходимо либо выполнение специального комплекса исследований, связанных с замером напряжений на соответствующих базах, либо, при отсутствии такой возможности, статистическая обработка большого количества точечных замеров в пределах исследуемой области.

Существует несколько методов определения естественных напряжений в глубине скального массива, кото-

рые используют так называемое явление разгрузки (метод разгрузки)

Самый примитивный из этих методов — замер деформаций диаметра пробуренной в массиве скважины [61].

Более совершенным является метод, при котором в пробуренную скважину вклеивается эпоксидной смолой

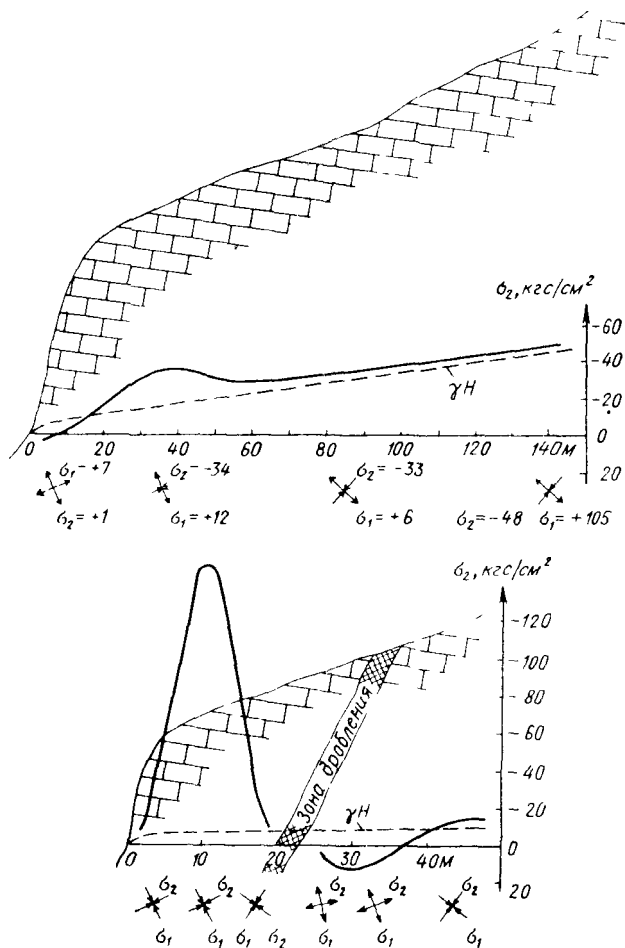


Рис. 46. Главные напряжения в вертикальной плоскости по оси двух штолен, идущих вглубь склонов в районе арочной плотины Ингури ГЭС

изготовленные из такой же эпоксидной смолы цилиндры с вмонтированными в него электротензодатчиками [69]. После полимеризации клея снимаются показания электротензодатчиков, а затем скважина обустраивается второй коаксиальной скважиной большего диаметра, в результате чего происходит разгрузка цилиндра. По разности начальных и конечных показаний электротензодатчиков определяется тензор напряжений, существовавший в данной точке массива до вмешательства человека.

Ввиду сложности и значительной стоимости этот метод не нашел широкого распространения. Более часто используется метод наклейки розетки тензодатчиков на торец скважины. Этим методом был проведен большой комплекс исследований напряжений в скальном основании арочной плотины Ингури ГЭС [5] (рис. 46). Были предложения наклеивать на торец скважины вместо розетки тензодатчиков фотоупругие датчики, работающие в отраженном свете. Иногда фотоупругие датчики, изготовленные в виде цилиндров, вклеивают в скважину и определяют возникающее в них поле изохром как в проходящем, так и в отраженном свете [61]. Исследования работы таких фотоупругих датчиков и разработка специального поляриметра производятся также и в нашей стране.

Недостатком этих методов является то, что вклеиваемые в скважину измерительные цилиндры имеют, как правило, модули упругости значительно более низкие, чем модуль упругости окружающей их скальной породы, а это может привести к существенному искажению картины напряженного состояния. Кроме того, все эти методы определения напряжений требуют знания упругих характеристик скалы, т. е. знания модуля упругости и коэффициента Пуассона. Но, во-первых, эти характеристики не всегда известны, а, во-вторых, если они и известны, то носят весьма ориентировочный характер, что, конечно, приводит к существенной погрешности при определении величин напряжений.

Метод определения напряжений в скальном массиве, не требующий знания упругих характеристик скалы, был предложен в 1949 г. А. Коутино [80]. Проведенные им исследования показали, что если модуль упругости включения, которому в данном случае соответствует измерительный тензометр, превосходит модуль упругости окружающей горной породы более чем в два раза, то воспри-

нимаемые им (т. е. замеренные тензометром) напряжения практически не зависят от модуля упругости горной породы.

Используя этот эффект, А Вильсон [80] разработал тензометр, представляющий собой разъемный латунный цилиндр ($E=960\,000\text{ кгс/см}^2$), на обеих половинках которого наклеены электротензодатчики. После соединения обеих половинок тензометр вставляют в скважину, плотно вклеивая эпоксидной смолой. Экстензометр фиксирует напряжения

$$\kappa_x = 0,625\sigma_x; \quad \kappa_y = 0,625\sigma_y, \quad (140)$$

где σ_x и σ_y — напряжения в скальном массиве.

Другой тип прибора был использован Н. Хастом при упомянутых выше исследованиях [79]. Этот тензометр состоит из измерительной катушки, распорного клинового устройства и опорных ножек. При опускании прибора в скважину диаметром 26 мм на необходимую глубину (до 20 м) высвобождается клиновое устройство, которое распирает и закрепляет тензометр в намеченном месте. После этого снимается показание измерительной катушки, а затем скважина с тензометром обустраивается второй коаксиальной скважиной диаметром 87 мм для обеспечения полной разгрузки скалы в месте установки тензометра. Вслед за этим вновь снимаются показания и их разность с первоначальными определяет напряжение в точке измерения.

Результаты замеров Н. Хаста, описанные К. Терцаги [79], свидетельствуют о достаточно высокой точности тензометра и эксперимента. Исследования проводились в подземной выработке высотой 8—9 м и шириной около 200 м, расположенной на глубине 100 м. По всей площади выработки были оставлены колонны естественной скальной породы для поддержания свода выработки. Опробование прибора производилось в этих колодцах, где с достаточной степенью точности можно было вычислить величину вертикальных сжимающих напряжений.

Сопоставление результатов расчета и эксперимента приведено в табл. 5.

Однако все эти методы измерения напряжений в «точке» мало применимы для оценки напряженного состояния трещиноватого скального массива. Более перспективным в этих условиях следует считать метод ком-

Величины напряжений в колонне скальной породы в кгс/см²

№ колонны	Напряжения		Отношение замеренного напряжения к рассчитанному
	рассчитанные	замеренные	
8	206	204	0,99
10	135	144	1,07
11	137	125	0,91
12	209	180	0,86
13	132	111	0,84

пенсации напряжений [68, 69], описанный в начале п 4 главы III

9. Подверженность скальных пород разрушению под воздействием атмосферных факторов

Все скальные породы в большей или меньшей степени подвержены разрушению или эрозии под воздействием атмосферных факторов. Достаточно сказать, что три четверти скальных массивов, служащих в настоящее время основаниями инженерных сооружений, находятся в процессе непрерывного медленного разрушения.

Эти выводы могут показаться абсурдными. Обычно считают, что если и есть что-либо постоянное на нашей планете, так это скальные породы. Ведь достаточно посмотреть на горные хребты, чтобы согласиться с этим утверждением.

Однако не следует забывать, что видимые на поверхности скальные породы не характеризуют горных пород, находящихся на глубине и защищенных от воздействия атмосферных факторов. На протяжении многих тысячелетий все, что могло быть разрушено, было разрушено и разнесено по всей поверхности земли в результате колебаний температуры, выпадения дождей, течения рек, воздействия выветривания и т. п. Те горы, которые мы еще можем видеть вокруг себя, это результат неумолимого геологического исторического процесса.

Скальная порода, находившаяся в глубине массива, не имела контакта с атмосферой на протяжении многих миллионов лет или на протяжении нескольких геологических эпох, и было бы весьма странным, если бы, попав в новые условия непосредственного контакта с атмосферой, эта скальная порода не претерпела бы определенного изменения своих характеристик.

Наиболее активными атмосферными агентами являются температура и вода. Изменения температурного режима скальной породы приводят к ее растрескиванию, после чего вода и воздух довершают разрушение.

Вода является составной частью кристаллов большинства минералов и поэтому может служить хорошим растворителем. Не следует думать, что для разрушения скальной породы необходимо растворить или вымыть из нее большие количества минералов или солей. Для этого достаточно нарушить или разрушить связи между компонентами различных минералов, составляющих скалу, что достигается перемещением небольшого числа ионов кальция, магния или калия.

Следовательно, подверженность скальных пород разрушению в первую очередь определяется их петрографическим и химическим составом. Другой важной характеристикой скального массива является степень его трещиноватости. Трещиноватость — это уже разрушение скальной породы и фактор, определяющий ее дальнейшее разрушение. Не важно, является трещиноватость причиной или следствием процесса разрушения, важно то, что при наличии трещин минералы скальной породы становятся более доступными для воды и воздуха, а сам массив становится все более слабым и хрупким. Для того чтобы какой-либо минерал начал видоизменяться в присутствии воды или воздуха, надо, чтобы «агрессивный» поток смог к нему проникнуть.

Примером этого явления может служить часто наблюдаемое разрушение первоначально весьма прочных пород после проходки в них туннеля. Буквально через несколько дней после проходки выработки скала на стенках и своде начинает разрушаться, и отделяющиеся куски породы вываливаются внутрь туннеля. Однако достаточно защитить такую породу слоем шприц-бетона, чтобы процесс ее разрушения прекратился.

Принимая во внимание, что возводимые человеком сооружения должны служить много лет, необходимо в каждом конкретном случае определять подверженность скальных пород, слагающих основание, разрушению, чтобы принять соответствующие меры защиты.

Практически любая скальная порода, подверженная разрушению под воздействием атмосферных факторов, может служить надежным основанием сооружения, если приняты необходимые меры ее защиты.

УСТОЙЧИВОСТЬ СКАЛЬНЫХ ОТКОСОВ

1. Основные представления

Обеспечение устойчивости скальных откосов является основной проблемой при строительстве сооружений на скале и при выполнении в ней выемок, срезов и котлованов.

Наличие ослабленных поверхностей и трещин в скальном массиве обуславливает оползание вышерасположенных блоков или массивов под действием сил собственного веса и приложенных к скальному массиву внешних нагрузок.

Как правило, это довольно долгий и нередко весьма сложный процесс. На рис. 47 приведена диаграмма смещений при оползании скального массива при строительстве плотины «Мохамед Реза Шах Пехлеви» (ДезПроект) в Иране [28], свидетельствующая, что процесс смещения скального массива является скачкообразным.

Рассмотрим последовательные этапы процесса смещения скального массива по подсекающей его трещине, служащей контактной поверхностью между смещающейся и неподвижной частями массива

1) собственный вес массива (иногда совместно с внешними силами или воздействиями) создает на контактной поверхности нормальную и касательную составляющие. Если величина касательной составляющей превысит прочность на сдвиг по трещине, определяемую, в свою очередь, величиной нормальной составляющей, формой трещины и прочностью заполняющего ее материала, то равновесие будет нарушено и начнется смещение массива;

2) поверхность бортов трещины состоит из множества неровностей (бугорков). В результате, потеряв равновесие, массив из своего первоначального положения смещается в новое устойчивое положение, передвигаясь до тех пор, пока не придут в зацепление бугорки или выступы

пы на контактной поверхности. Однако если в предыдущем положении массива величина касательной составляющей от его собственного веса (и внешних сил) оказалась больше прочности на сдвиг по трещине, то, очевидно, при новом устойчивом положении массива ее величина будет несколько меньше или равна прочности нового контакта на сдвиг.

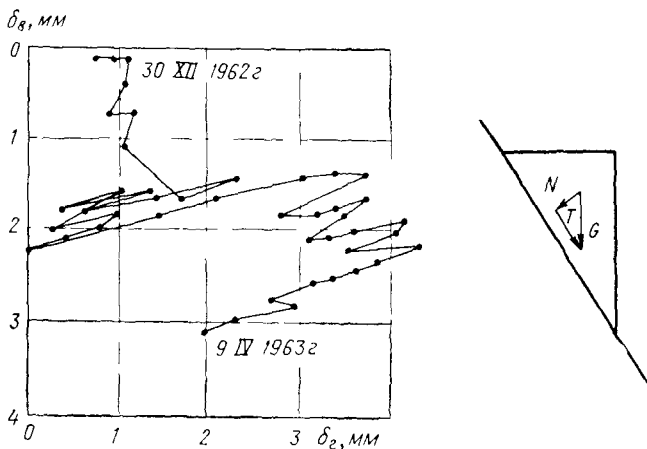


Рис. 47. Диаграмма смещений при оползании скального массива в районе строительства плотины «Мохамед Реза Шах Пехлеви» (ДезПроект) в Иране

В местах контакта отдельных выступов и бугорков происходит концентрация напряжений. С течением времени вследствие ползучести скалы и срыва более мелких второстепенных выступов концентрация напряжений в местах контакта более крупных выступов увеличивается, пока не начнется процесс растрескивания выступа (рис. 48), что в итоге приводит к его разрушению;

3) в момент разрушения последней группы крупных бугорков, обеспечивающих устойчивость массива, происходит скачкообразное его смещение до занятия нового устойчивого положения;

4) весь процесс повторяется снова и снова;

5) в момент, когда после очередного смещения в связи с постепенным разрушением выступов на контактной поверхности скальный массив уже не находит себе устойчивого положения, происходит полное разрушение

выступов и обрушение смещавшегося скального массива.

Основными защитными мероприятиями при возможности потери устойчивости каким-либо скальным откосом могут служить:

а) полное или частичное снятие неустойчивого массива (уположение откоса);

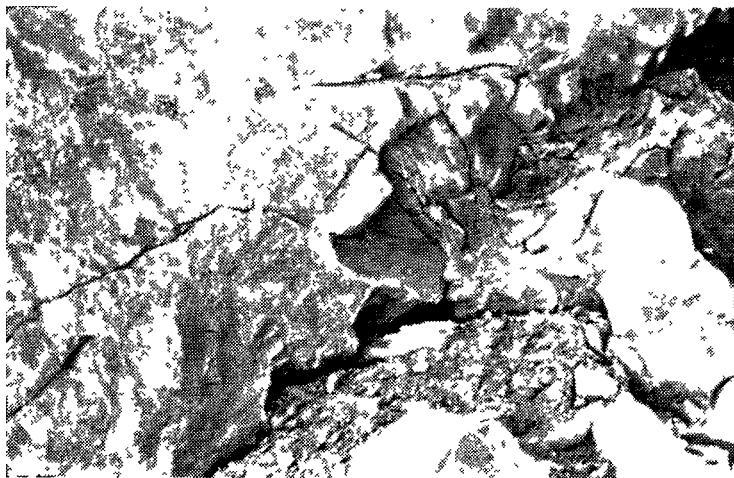


Рис. 48. Разрушение выступа на поверхности скольжения скального массива в результате концентрации напряжений (фото автора)

б) закрепление неустойчивого скального массива глубинными анкерами;

в) сооружение контрфорсов или других подпорных конструкций для удержания массива в заданном положении.

Одним из основных сопутствующих мероприятий является защита сдвигоопасных трещин и контактов от попадания в них поверхностных и подземных вод, для чего иногда приходится дренировать откос горизонтальными или наклонными дренами. В некоторых случаях рекомендуется также цементировать сдвигоопасные трещины. Однако к этой рекомендации следует относиться с большой осторожностью. Во-первых, создание в сдвигоопасной трещине даже небольшого дополнительного давле-

ния чревато большой опасностью провоцирования сдвига массива, а, во-вторых, цементация трещин лишь в редких случаях приводит к значительному увеличению прочности на сдвиг. При преобладании глинистого заполнителя цементационный раствор часто вообще не проникает в трещину, а если и проникает, то образует отдельные местные вкрапления в заполнителе трещин.

2. Общие положения расчета устойчивости

Главным фактором, определяющим несущую способность и устойчивость скального массива, является его трещиноватость. Как уже указывалось, в скальном массиве всегда существует несколько систем трещин с различными азимутами и углами падения, определяющими основные плоскости ослабления или потенциальные поверхности скольжения. В этом смысле для оценки устойчивости скальных откосов не применимы классические методы расчета, используемые в механике грунтов. Задача осложняется еще и тем, что часто мы не располагаем достаточно достоверными данными о величине прочности на сдвиг по трещинам. Дело в том, что эта прочность зависит от многих факторов: ширины и формы трещины, характера зацепления жестких выступов в трещине, наличия заполнителя, его природы, характеристик и его распределения по площади трещины, наличия включений в заполнителе, их размера относительно ширины трещины и т. д. Таким образом, чаще всего приходится иметь дело с комплексом различных сочетаний величин параметров c и f для разных условий заполнения трещин, когда расчет сводится к определению наименьшего коэффициента запаса устойчивости по критической поверхности (или сочетанию поверхностей) скольжения при наиболее неблагоприятном для данного случая сочетании параметров c и f , где c и f — параметры линейной зависимости τ — σ .

Если вычисленный коэффициент запаса оказывается меньше допустимого, необходимо рассмотреть возможные мероприятия по обеспечению требуемой устойчивости откоса (уположение, анкеровка, цементация трещин и т. п.).

Анкеровка скальных массивов предварительно-напряженными глубокими анкерами получила в последние годы наиболее широкое распространение. Она позволя-

ет значительно снизить деформативность и водопроницаемость скального массива и существенно повысить прочность на сдвиг по рассматриваемым поверхностям скольжения как вследствие увеличения нормальной составляющей силы, так и благодаря предотвращению раскрытия трещин.

При расчете устойчивости скального откоса решают следующие задачи:

а) определяют коэффициент запаса устойчивости откоса в целом или какой-либо его части;

б) выявляют неустойчивые массивы или массивы с недостаточной устойчивостью, у которых коэффициент запаса устойчивости ниже допустимого;

в) намечают мероприятия (уположение откоса, анкеровка и т. п.), обеспечивающие необходимый коэффициент запаса устойчивости.

Расчетную схему назначают в соответствии с конкретными геологическими условиями и параметрами откоса. При этом возможен расчет по схеме плоского сдвига по одной или двум опасным поверхностям и по схеме пространственного сдвига по двум и более поверхностям скольжения. Этими опасными поверхностями скольжения могут быть как плоскости трещин основных систем, так и произвольные поверхности нарушения сплошности массива (случайные трещины).

При рассмотрении плоской задачи расчетные сечения выбирают на основе анализа диаграммы трещиноватости.

В расчетах устойчивости скального откоса учитывают следующие нагрузки: 1) собственный вес рассматриваемого скального массива; 2) внешние силы или нагрузки, приложенные к откосу; 3) гидростатическое давление фильтрующейся по трещинам воды; 4) объемную инерционную силу, вызванную сейсмическим ускорением, действующим в наиболее неблагоприятном для устойчивости массива направлении; 5) силу натяжения анкеров или реакцию от других поддерживающих откос конструкций.

Величины коэффициентов запаса назначают в каждом случае особо, основываясь на анализе исходных данных, расчетных схем, состояния откоса в натуре и возможных последствий его обрушения. Однако исходя из имеющегося в этом вопросе опыта можно указать следующие обычно принимаемые в расчетах величины ко-

эффициента запаса: 1,5 для эксплуатационного случая (без учета сейсмического воздействия) и 1,1—1,2 для особого случая с учетом сейсмических сил.

3. Плоская задача расчета устойчивости скального откоса

На основе анализа диаграммы трещиноватости скального массива назначают направления расчетных сечений, охватывающих наиболее вероятные поверхности скольжения, которыми могут быть системы трещин или напластования, отдельные крупные трещины, различные тектонические или структурные нарушения массива и т. д. Расчеты устойчивости, выполненные для каждого расчетного сечения, в совокупности характеризуют устойчивость откоса в целом.

Рассматривают следующие возможные схемы нарушения устойчивости (рис 49):

- а) скольжение по одной плоскости,
- б) скольжение по плоскостям одной из систем трещин с учетом подсечки блоков трещинами сопряженной системы (скольжение «ступенчатого» блока);
- в) скольжение по двум плоскостям (полого- и крутопадающей).

Расчет устойчивости массива, подсеченного одной трещиной или системой трещин. При рассмотрении возможности оползания массива по одной плоскости или по плоскостям одной системы трещин коэффициент запаса устойчивости определяют по формуле

$$K_{уст} = \Sigma F_i / \Sigma T_i = (c \Sigma L_i + f \Sigma N_i) / \Sigma T_i, \quad (141)$$

где F_i — удерживающие силы;

T_i — сдвигающие силы.

В случае отсутствия достоверных данных по сдвиговым характеристикам для различных трещин рассматриваемой системы расчет производят из предположения предельного равновесия массива по уравнению

$$c \Sigma L_i + f \Sigma N_i = \Sigma T_i, \quad (142)$$

откуда определяют критические значения параметров c (при $f=0$) и f (при $c=0$)

По этим значениям строят диаграммы предельной устойчивости, представляющие собой функции $c=F_1(f)$ или $f=F_2(c)$ для предельных значений этих параметров (рис 50).

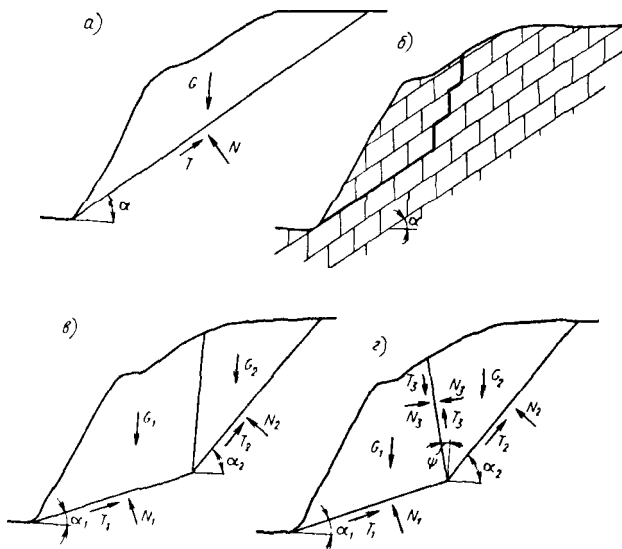


Рис 49 Схемы для расчетов устойчивости скальных откосов в условиях плоской задачи

а — скольжение по одной плоскости, б — скольжение по плоскостям одной из систем трещин, в — скольжение по двум плоскостям, г — то же, ВНИМИ

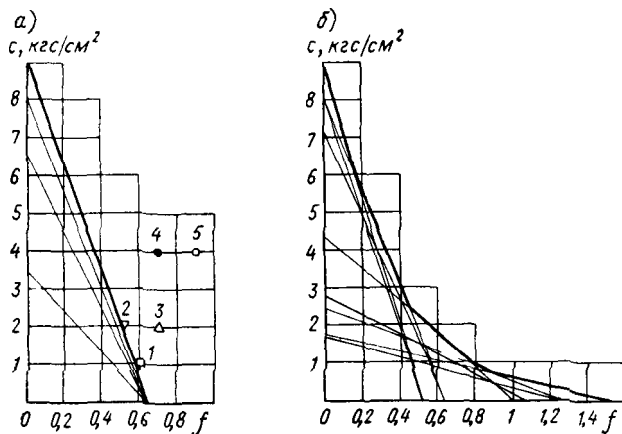


Рис 50 Диаграммы предельной устойчивости

а — при сдвиге по одной поверхности скольжения (трещине), б — при сдвиге по составной поверхности скольжения, 1 — трещина заполнена песчаным материалом, 2 — то же, глинистым материалом, 3 — то же, глинисто-щебеночным материалом, 4 — то же, кальцитом; 5 — прочность скалы на сдвиг (срез) по массиву (на примере Ингури ГЭС)

Уравнение (142) соответствует условию предельного равновесия массива, когда коэффициент его запаса устойчивости равен единице, следовательно, полученные критические значения параметров c и f , соединенные отрезком прямой линии, определяют зону устойчивости скального массива. Множество этих прямых линий, построенных для различных расчетных схем, определяют огибающую. Область, заключенная между осями c и f и этой огибающей, представляет собой зону неустойчивости.

Для обеспечения запаса устойчивости скального массива сдвиговые характеристики его трещин должны быть такими, чтобы построенная по ним точка на диаграмме предельной устойчивости расположилась дальше от начала координат, чем огибающая. Отношение расстояния от этой точки до начала координат к расстоянию от огибающей до того же начала координат, измеренному в том же направлении, и определяет величину коэффициента запаса устойчивости.

После определения наименьших величин коэффициента запаса их сопоставляют с принятым допустимым значением и в случае $K_{уст} < K_{доп}$ вычисляют дефицит необходимой удерживающей силы

$$Q = K_{доп} \Sigma T_i - \Sigma F_i \quad (143)$$

Расчет устойчивости массива, подсеченного двумя трещинами или двумя системами трещин с различными углами падения. Расчет устойчивости массива по двум и более плоскостям скольжения отличается от расчета устойчивости по одной плоскости скольжения не только количественным увеличением расчетных плоскостей, но и качественно. Если в расчете устойчивости по плоскостям одной системы трещин безразлично, к чему отнести коэффициент запаса к действующим силам или к прочностным показателям трещин, то при переходе к двум плоскостям это положение приобретает определенный смысл. Увеличение действующих сил в K раз или уменьшение прочностных параметров в K раз уже не даст одного и того же результата.

В связи с этим с самого начала следует договориться, о каком коэффициенте запаса будет идти речь.

В расчетах устойчивости скальных откосов коэффициент запаса относят к значениям прочностных параметров на сдвиг по трещинам, а не к действующим си-

лам, т. е, иными словами, прочностные параметры на сдвиг по трещинам делят на величину коэффициента запаса.

При расчете по одной трещине или системе трещин расчетные сечения откоса выбирают по азимуту падения этой трещины или системы трещин. В случае же двух систем трещин они могут отличаться не только углами падения, но и азимутами падения, и тогда необходимо на основе анализа диаграммы трещиноватости выбрать такое направление расчетных сечений скального откоса, которое бы проходило между азимутами падения обеих систем трещин и наиболее полно отражало имеющиеся условия.

При рассмотрении возможности оползания скального массива по совокупности двух плоскостей трещин, одна из которых называется пологопадающей, а другая — крутопадающей, применяют две расчетные схемы, определившие два метода расчета:

а) оползающий массив делится на два блока вертикальной плоскостью, проходящей через точку пересечения полого- и крутопадающей плоскостей (см. рис. 49, в), причем силы взаимодействия между этими блоками считаются внутренними силами массива и в расчет не принимаются;

б) оползающий массив делится на два блока, находящихся в условиях предельного равновесия, причем плоскостью раздела может служить либо одна из существующих внутри массива плоскостей нарушения сплошности, либо любая произвольная плоскость, дающая минимальную величину коэффициента запаса устойчивости массива (см. рис 49, г).

Необходимо отметить, что результаты расчета по этим двум методам несопоставимы между собой и различаются в зависимости от конкретных условий.

Первый метод рассматривает устойчивость массива, состоящего из двух независимых блоков, причем один из них стоит на пологопадающей плоскости, а второй — на крутопадающей. Удерживающие и сдвигающие силы определяются простым алгебраическим сложением:

$$K_{\text{уст}} = (f_1 G_1 \cos \alpha_1 + c_1 L_1 + f_2 G_2 \cos \alpha_2 + c_2 L_2) (G_1 \sin \alpha_1 + G_2 \sin \alpha_2)^{-1}, \quad (144)$$

где f_1 и f_2 — расчетные коэффициенты трения по трещинам первой и второй системы;

G_1 и G_2 — веса соответствующих блоков оползающего массива;

c_1 и c_2 — расчетные значения величин сцепления для трещин первой и второй системы;

L_1 и L_2 — длины соответствующих плоскостей нарушения.

Как видно, в этом методе обе плоскости скольжения принимаются равнозначными и считается, что избыток

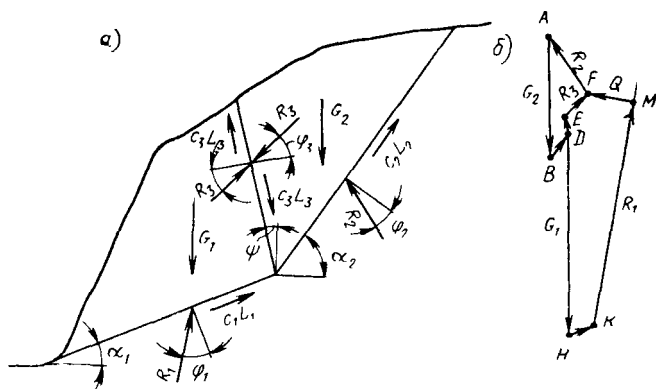


Рис. 51. Схема для расчета устойчивости откосов (Г. М. Шахунянец, ВНИМИ)

a — схема расчленения блока и действующие силы, b — веревочные многоугольники сил

или дефицит сдвигающих или удерживающих сил по одной плоскости автоматически компенсируется участием сил на второй плоскости.

Во втором методе, который был разработан проф. Г. М. Шахунянцем и получил свое дальнейшее развитие во Всесоюзном научно-исследовательском институте горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ) для расчета устойчивости откосов угольных карьеров, рассматривается взаимодействие двух блоков, находящихся в предельном равновесии, причем в этом случае величина коэффициента запаса устойчивости зависит от направления разделяющей блоки плоскости и от прочности на сдвиг по ней. Таким образом, этот расчет является многоступенчатым и более трудоемким.

Довольно просто и быстро расчет может быть вы-

полнен графическим способом с помощью построения веревочных многоугольников сил (рис. 51).

Для выполнения такого расчета необходимо задаться величиной угла ψ (в интервале от 10 до 15°) и величиной коэффициента запаса устойчивости K , согласно которому и определяются «условные» значения величины сцепления и предельных углов трения.

Из произвольной точки A проводится отрезок AB , совпадающий по направлению с вектором G_2 и равный ему по величине. Из точки B по направлению простирающейся плоскости 2 строится вектор BD , равный по величине произведению условного сцепления c_2 на длину поверхности скольжения L_2 . Далее из точки D строится вектор $DE = c_3 L_3$. Для завершения построения многоугольника сил, соответствующего верхнему блоку, необходимо построить векторы реакций R_2 и R_3 , которые неизвестны по величине, но определены по направлениям «условными» углами трения φ_2 и φ_3 . Проводя из точки E луч по направлению действия реакции R_3 , а из точки A луч по направлению, обратному направлению действия реакции R_2 , получим точку их пересечения F , которая и определяет величины реакций R_2 и R_3 .

Теперь необходимо построить многоугольник сил для нижнего блока. Учитывая, что в этом многоугольнике должны принять участие силы, действующие по плоскости раздела между блоками: R_3 и $c_3 L_3$, целесообразно использовать эти векторы, уже имеющиеся на построенном многоугольнике сил для верхнего блока.

Из точки D проводится вектор $DH = G_1$ и из точки H — вектор $HK = c_1 L_1$.

Если рассматриваемый массив характеризуется устойчивостью, определяемой принятым в данном расчете коэффициентом запаса, то проведенный из точки K по направлению линии действия реакции R_1 луч должен прийти в точку F и тем самым замкнуть многоугольник. Но, так как величина коэффициента запаса при расчете была назначена случайно, линия реакции R_1 может не попасть в точку F , а пройти мимо нее, как это показано на рис. 51. Опущенный из точки F на эту линию перпендикуляр определяет минимальную величину «невязки». В случае дефицита устойчивости величина этой «невязки» и есть необходимая удерживающая сила для обеспечения заданного коэффициента запаса при принятом угле ψ .

Выполнив серию таких графических построений, можно определить минимальное значение коэффициента запаса при «наихудшем» угле ψ .

Следует отметить, что при наличии двух плоскостей скольжения, из которых одна является пологопадающей и вторая — крутопадающей, их нельзя принимать равноценными в процессе нарушения устойчивости откоса, как это делается в первом из изложенных методов расчета. Не может быть такого положения, чтобы состояние предельного равновесия наступало одновременно на обеих плоскостях и даже на третьей возможной плоскости, как это рассматривается во втором методе.

Процесс нарушения устойчивости массива начинается на крутопадающей плоскости, когда действующие на ней силы приходят в состояние предельного равновесия. При этом на пологопадающей плоскости соотношение сил может быть еще достаточно далеким от предельного.

Так как скальный блок не является абсолютно жестким телом, в нем при достижении на крутопадающей плоскости условий предельного равновесия начинают происходить деформации, смещения и микроразрушения на контактах крутопадающей плоскости, что приводит к перераспределению усилий в блоке путем передачи избыточной нагрузки на пологопадающую плоскость.

Часто можно наблюдать скальные массивы, у которых крутопадающие трещины уже начали раскрываться, хотя сам массив еще устойчив благодаря несущей способности пологопадающей трещины. На рис. 52 приведена фотография скального откоса на строительстве плотины «Президент Гуадалупе Виктория» (Мексика). От скального откоса отсечен крутопадающей трещиной с углом падения $60\text{--}70^\circ$ и слабонаклоненной трещиной, выклинивающейся на откос ниже отметки дороги, скальный блок, начавший смещение. Как видно на фотографии, крутопадающая трещина уже раскрылась в своей верхней части, в то время как в ее нижней части еще практически не наблюдается признаков смещения (см. увеличенный фрагмент трещины).

Учитывая указанную последовательность развития процесса наступления условий предельного равновесия и потери устойчивости блоком, отсеченным от основного скального массива двумя трещинами, представляется целесообразным рассмотреть следующую схему расчета устойчивости.



Рис. 52. Скальный откос в створе плотины «Президент Гуадалупе Виктория». Крутопадающая трещина, отделяющая скальный блок, открыта в верхней своей части и плотно сомкнута в нижней (фото автора)

Предельное равновесие на крутопадающей плоскости принимается нарушенным, в результате чего сцепление по этой поверхности отсутствует и предельная удерживающая сила сопротивления смещению по рассматриваемому контакту будет равна:

$$T_y'' = N_2 \operatorname{tg} \varphi_2, \quad (145)$$

где $\operatorname{tg} \varphi_2$ — коэффициент трения по крутопадающей плоскости.

Усилие, передаваемое верхним блоком на нижний в случае дефицита удерживающей силы по крутопадающей плоскости скольжения, определится по зависимости

$$S = T_2 - T_y' = G_2 (\sin \alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi_2 \cos \alpha_2). \quad (146)$$

Очевидно, что во всех случаях, когда величина S по уравнению (146) получается равной нулю или отрицательной, в расчет вводится $S=0$.

Полученное положительное значение усилия S прикладывается к нижнему блоку в направлении своего действия (возможного смещения верхнего блока). Раскладывая это усилие по нормали и касательной к пологопадающей плоскости скольжения нижнего блока, получим (рис. 53):

$$\begin{aligned} K_{\text{уст}} = & (c_1 L_1 + f_1 [G_1 \cos \alpha_1 + G_2 (\sin \alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi_2 \cos \alpha_2) \times \\ & \times \sin (\alpha_2 - \alpha_1)]) [G_1 \sin \alpha_1 + \\ & + G_2 (\sin \alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi_2 \cos \alpha_2) \cos (\alpha_2 - \alpha_1)]^{-1}. \end{aligned} \quad (147)$$

На рис. 54 приведены графики коэффициентов запаса устойчивости, рассчитанных для одного и того же откоса тремя описанными методами. Кривая 1 соответствует расчету по формуле (144), кривая 2 — расчету по методу предельного равновесия блоков и кривая 3 — вычислениям по уравнению (147).

Необходимо отметить, что на величину коэффициента запаса устойчивости помимо углов наклона полого и крутопадающей плоскостей скольжения большое влияние оказывают расстояние крутопадающей плоскости от дневной поверхности откоса, форма дневной поверхности, высота откоса и величины характеристик прочности на сдвиг по плоскостям скольжения.

На рис. 55 представлена диаграмма вычисленных коэффициентов запаса устойчивости для случая сколь-

Рис 53 Предлагаемая схема для расчета устойчивости скального массива, подсеченного двумя трещинами

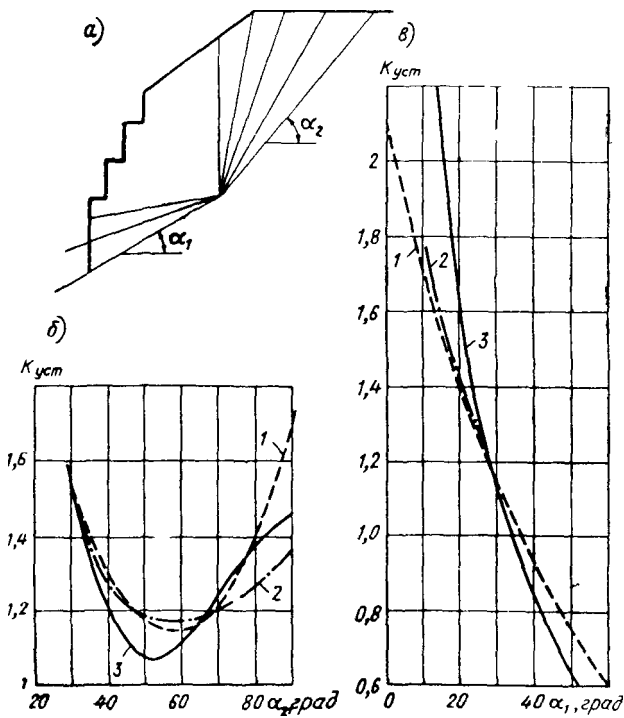
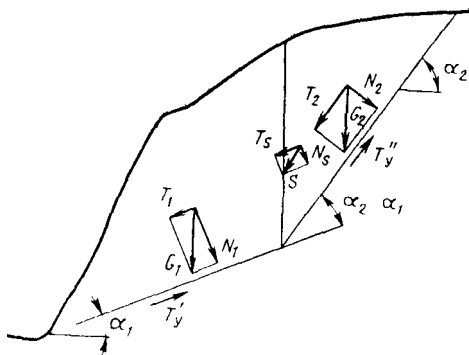
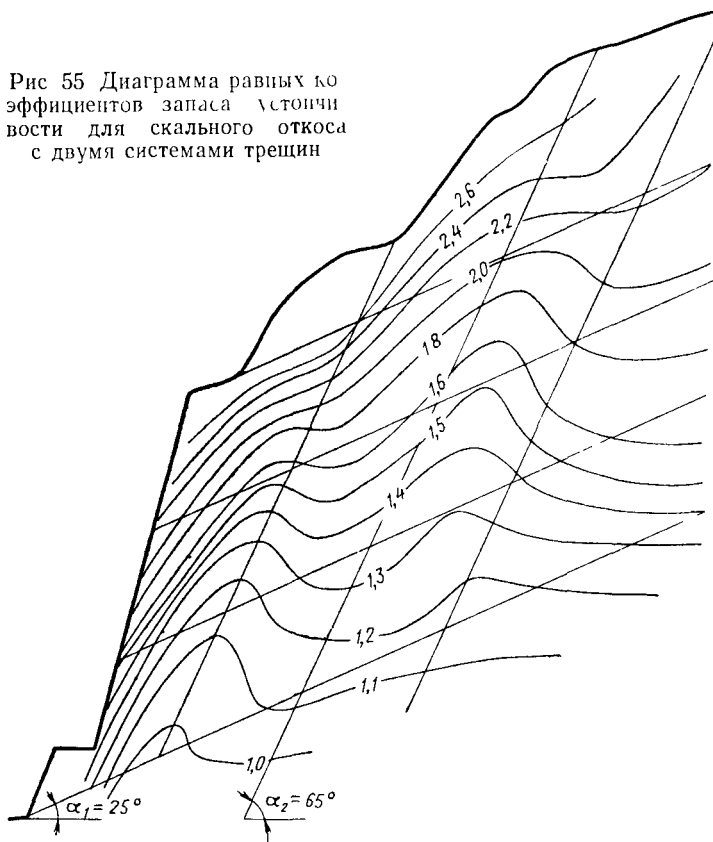


Рис 54 Коэффициенты запаса устойчивости, вычисленные различными методами

а — расчетная схема ($\gamma = 2,5 \text{ тс/м}^3$, $c = 10 \text{ тс/м}^2$, $f = 0,7$). б — зависимость коэффициентов запаса устойчивости от угла α_2 при $\alpha_1 = 30^\circ$, в — то же, от угла α_1 при $\alpha_2 = 60^\circ$

жения массива по плоскостям двух систем, причем величина коэффициента запаса устойчивости относится к точке пересечения двух соответствующих плоскостей скольжения (полого- и крутопадающей). Из рассмотре-

Рис 55 Диаграмма равных коэффициентов запаса устойчивости для скального откоса с двумя системами трещин



ния этой диаграммы видно, во-первых, что устойчивость откоса уменьшается с увеличением его высоты, и во-вторых, что наличие берм, переломов или неровностей на дневной поверхности откоса существенно влияет на его устойчивость, это отмечается своеобразными «всплесками» на линиях равных коэффициентов запаса

4. Пространственная задача расчета устойчивости скального откоса

Метод графоаналитического расчета. Задачи определения устойчивости объемных блоков или массивов скальной породы встречаются в инженерной практике довольно часто.

Весьма интересный метод решения таких задач был разработан и предложен П. Лондом [55, 56]; в дальнейшем аналогичный метод был разработан К. Йоном [50].

Рассмотрим блок скального массива, ограниченный несколькими плоскостями трещин различных систем и дневной поверхностью откоса. Задача сводится к определению условий равновесия этого блока при заданных действующих силах и принятых прочностях на сдвиг по рассматриваемым плоскостям трещин.

Практически возможны лишь следующие три схемы нарушения устойчивости блока:

1) скольжение по одной из плоскостей в направлении азимута падения этой плоскости;

2) скольжение по двум смежным плоскостям в направлении падения ребра образованного ими двухгранного угла;

3) вывал блока с поворотом по одной из плоскостей скольжения.

Первые два случая являются наиболее общими и часто встречаются в практике расчетов. Расчет третьего случая вывала блока с учетом его вращения дан в работе [56].

Рассмотрим графический метод, дающий наиболее наглядное представление об идее расчета первых двух схем.

Расчетный блок может быть представлен геометрически внутренними нормальными к образующим его плоскостям трещин (к его граням). Эти нормали, восстановленные из одного центра, точками пересечения с поверхностью единичной сферы образуют на ней криволинейную зону, форма которой (криволинейный треугольник, четырехугольник и т. д.) зависит от количества образующих блок плоскостей. Так, если эти плоскости заданы азимутами и углами падения, приведенными в табл. 6, то полученная сферическая диаграмма имеет вид, представленный на рис. 56, а.

Точки I, II, III и IV являются точками пересечения

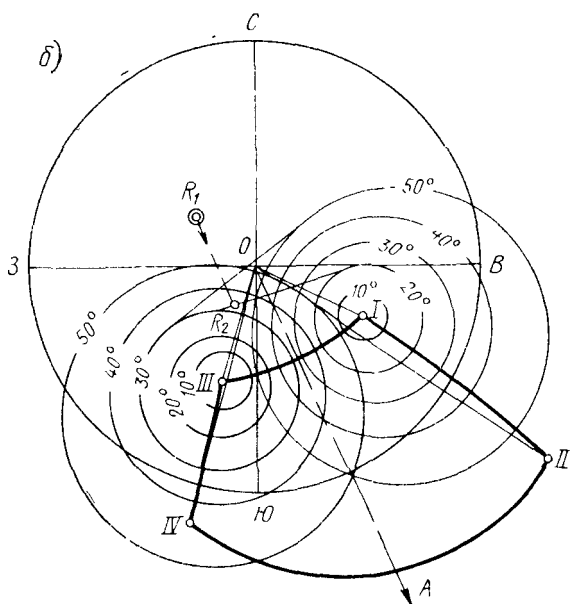
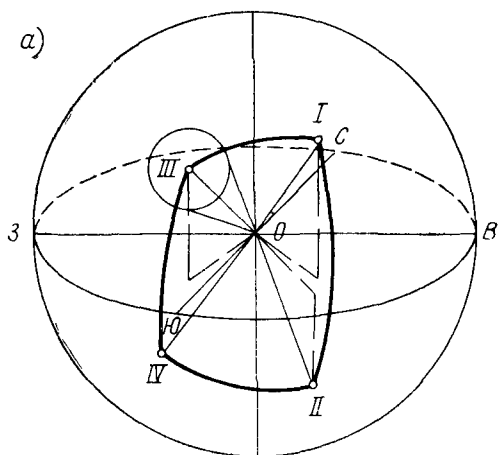


Рис. 56 Диаграмма устойчивости для расчета объемного блока
а — сферическая диаграмма; *б* — стереографическая проекция сферической диаграммы на плоскость

Азимуты и углы падения плоскостей, образующих блок

Система трещин	Азимут падения	Угол падения
	в град	
I	115	55
II	305	70
III	195	55
IV	15	80

нормалей к плоскостям трещин соответствующих систем с поверхностью единичной сферы.

Следующим этапом расчета является определение направления в пространстве равнодействующей R всех сил, действующих на блок: 1) собственного веса скального блока G ; 2) нагрузки от имеющихся на данном участке откоса сооружений Q ; 3) фильтрационного давления воды в рассматриваемых трещинах U_1, U_2, U_3, \dots ; 4) инерционной силы, вызванной сейсмическим ускорением, действующим в наиболее неблагоприятном направлении. Эта равнодействующая направляется в центр единичной сферы и затем определяется точка ее пересечения с поверхностью сферы. Если эта точка попадает в пределы зоны I—II—III—IV, то устойчивость скального блока «абсолютно» гарантирована, так как в этом случае он как бы вдавливается в свое ложе. При выходе равнодействующей из зоны «абсолютной устойчивости» необходимо проведение дополнительного анализа.

Рассмотрим сначала метод П. Лонда, неучитывающий сил сцепления по контактными поверхностям скольжения блока. Предполагается, что единственными удерживающими силами будут силы трения по этим поверхностям. В этом случае, определяя предельное положение равнодействующей по отношению к нормали плоскости сдвига, можно утверждать, что устойчивость будет обеспечена, пока равнодействующая не выйдет из «конуса трения», построенного вокруг этой нормали.

Построив соответствующие конусы трения вокруг нормалей к каждой из поверхностей скольжения и соединив их плоскостями, касательными к каждому двум соседним конусам, мы получим зону устойчивости. Линия пересечения этой зоны с поверхностью единичной

сферы используется в графическом анализе для определения границ зоны устойчивости

При попадании равнодействующей в эту зону устойчивость скального блока обеспечивается либо силами трения по одной какой либо поверхности, если равнодействующая попадет в конус трения той или иной по поверхности скольжения, либо силами трения по двум смежным поверхностям, образующим двугранный угол (лоток), если равнодействующая находится между двумя конусами трения

Силы сцепления могут быть учтены при вычислении равнодействующей путем сложения ее с силами сцепления по плоскостям скольжения, направленными против возможного направления смещения блока В результате равнодействующая отклонится в сторону зоны абсолютной устойчивости и возможно попадет в нее В случае если равнодействующая все же останется вне зоны *I—II—IV—III*, анализируются условия ее попадания в конус трения, как это было описано выше

Обычно для осуществления такого анализа пользуются стереографической проекцией единичной сферы на горизонтальную плоскость Преимуществом стереографической (равноугольной) проекции является то, что все окружности на поверхности сферы проектируются на плоскость также окружностями, что весьма облегчает выполнение всех построений

На рис 56 приведена в качестве иллюстрации диаграмма устойчивости скального блока, образованного четырьмя системами трещин (см табл 6) и дневной поверхностью откоса

Равнодействующая всех сил пересекла сферу в точке R_1 вне зоны абсолютной устойчивости *I—II—IV—III* Ближайшими вершинами зоны абсолютной устойчивости являются *I* и *III*, что свидетельствует о возможности смещения блока по плоскостям *I* и *III* систем трещин Плоскости *II* и *IV* будут плоскостями отрыва, не принимающими участия в движении блока Таким образом, смещение блока возможно по ребру, образуемому плоскостями *I* и *III*, в направлении *OA*

Вычислив силы сцепления по поверхностям *I* и *III* и приложив их к блоку в направлении, противоположном возможному смещению, т е в направлении *AO*, получим перемещение равнодействующей в точку R_2

Анализируя новое положение равнодействующей от

носителем зоны абсолютной устойчивости, можно констатировать, что устойчивость будет обеспечена при наличии по поверхности *III* угла трения, равного 34° , или при угле трения по поверхности *III* в 30° необходимо иметь по поверхности *I* угол трения, равный 20° , и т. д.

Говорить о какой-то заданной надежной величине «общего» коэффициента запаса в данном случае нельзя, так как, во-первых, слишком велико число переменных, участвующих в расчете (сцепление и трение по плоскостям *I* и *III*, взвешивающее давление по плоскостям *I*, *II*, *III* и *IV*), и, во-вторых, влияние этих переменных на величину коэффициента запаса устойчивости не одинаково.

Для оценки надежности устойчивости откоса необходимо определить интервалы изменения коэффициентов запаса при варьировании переменными параметрами в возможных пределах. Таким путем оценивается минимальный коэффициент запаса устойчивости блока и его надежность.

Например, если в одном случае при общей величине коэффициента запаса устойчивости $K_1=2$ обнаруживается, что при варьировании гидростатического давления в трещине или направлении сейсмической составляющей и т. п. он может изменяться в довольно широких пределах (порядка 40—45%), а в другом случае изменение величины коэффициента запаса устойчивости $K_2=1,4$ при варьировании теми же параметрами не выходит за пределы 10%, то следует признать, что величина коэффициента запаса $K_1=2$ в первом расчетном случае является менее надежной, чем величина $K_2=1,4$ во втором расчетном случае. И не только менее надежной, но может быть и недостаточной.

Отсюда совершенно очевидна условность понятия достаточности того или иного коэффициента запаса устойчивости и невозможность оценки его конкретной величиной независимо от возможного влияния всех определяющих параметров, которые в момент расчета не могут быть досконально известны (как, например, возможное гидростатическое давление в плоскости трещины).

Метод природных аналогов. Этот метод, несмотря на свою трудоемкость, в последние годы привлекает все большее внимание инженеров, поскольку позволяет наиболее обоснованно решить вопрос об устойчивости склонов. Он состоит в статистической обработке данных инженерно-геологического обследования склонов в инте-

ресующем районе. В первую очередь выявляются сдвигоопасные или уже начавшие движение блоки и массивы, обследуются ниши происходивших в прошлом вывалов, а также оцениваются факторы, имеющие прямое или косвенное отношение к нарушению устойчивости склонов.

К числу основных факторов, определяющих устойчивость склона, относятся:

- 1) предельная высота и крутизна склона;
- 2) наличие крупных тектонических разрывов и трещин различных генетических типов;
- 3) литолого-генетическая характеристика пород, слагающих склон;
- 4) обводненность склона, приуроченность вод к отдельным трещинам, режим подземных вод;
- 5) наличие искусственных факторов, таких, как подрезка и нагружение склона, перераспределение на склоне земляных масс, возможное динамическое воздействие от взрывов и работающих механизмов;
- 6) сейсмичность района.

Статистическая обработка всех этих данных позволяет, во-первых, оценить устойчивость того или иного массива рассматриваемого склона и выявить роль каждого из факторов и, во-вторых, при обследовании достаточного количества ниш вывалов определить обратным расчетом те предельные характеристики прочности на сдвиг по имеющимся поверхностям нарушения, которые определяют устойчивость данного склона.

Уточненная оценка устойчивости выполняется путем выявления подобия между объектом и его природным аналогом (склоном с известной устойчивостью) с помощью определенных сочетаний показателей основных закономерностей формирования склонов, которые называются критериями геологического подобия.

Для оценки устойчивости массивов в большом районе с успехом могут быть использованы методы аэрофотосъемки и фотограмметрии, в частности методы фотографирования инфракрасного излучения поверхности земли, позволяющие по определенным факторам, свидетельствующим о произошедшем нарушении, например в режиме питания растений и т. п., предсказать возможные нарушения устойчивости больших массивов горных или речных склонов.

ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ

1. Существующие проблемы

При строительстве подземных сооружений одной из основных проблем является определение характера взаимодействия скальной породы с расположенными в ней конструкциями или сооружениями.

Воздействие собственного веса горных пород, веса вышерасположенных массивов, тектонических усилий и т. п. создает в глубине скального массива сложные поля естественных напряжений, приводящие к возникновению деформаций. Однако если скальный массив находится в условиях объемного напряженного состояния, то возможности его деформирования весьма ограничены. В результате происходит перераспределение напряжений в глубине и их накопление до тех пор, пока они не достигнут весьма высоких значений.

Таковы условия естественного напряженного состояния скального массива и выявление картины этого напряженного состояния — *первая проблема*, не получившая до настоящего времени решения (см. п. 8 главы I).

После проходки выработки в теле скального массива первоначальное (естественное) напряженное состояние массива в непосредственной близости от выработки нарушается и трансформируется вследствие появления свободы деформаций и смещений породы вблизи выработки. В результате вокруг выработки в скальном массиве возникает новое поле напряжений. Определение параметров нового поля — его формы, характера, глубины захвата горной породы, величин напряжений на контуре выработки — составляет *вторую проблему*.

Наличие в скальной выработке обделки определенной жесткости ограничивает свободу деформации породы на контуре выработки, в результате чего происходит взаимодействие обделки со скальным массивом и вследствие восприятия обделкой определенной части нагруз-

ки от скальной породы в скальном массиве возникает новое напряженное состояние. Нагрузка, передаваемая горной породой на обделку в результате их взаимодействия, и называется горным давлением. Определение величины горного давления с учетом первоначального естественного напряженного состояния массива, характера и качества горной породы, размера и формы выработки и жесткости обделки составляет *третью проблему*, имеющую непосредственный практический интерес для строительства подземных сооружений и туннелей.

2. Напряжения в скальном массиве вокруг одиночных выработок

Проблема распределения напряжений вокруг круглого отверстия в упругой среде изучалась многими исследователями начиная с конца прошлого столетия [51, 60, 62, 76]. В настоящее время большой известностью пользуются уравнения Кирша [51]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= 0,5 (\sigma_v + \sigma_h) [1 - (R/r)^2] - \\ &- 0,5 (\sigma_v - \sigma_h) [1 + 3 (R/r)^4 - 4 (R/r)^2] \cos 2\beta; \\ \sigma_\theta &= 0,5 (\sigma_v + \sigma_h) [1 + (R/r)^2] + \\ &+ 0,5 (\sigma_v - \sigma_h) [1 + 3 (R/r)^4] \cos 2\beta; \\ \tau_{r\theta} &= 0,5 (\sigma_v - \sigma_h) [1 - 3 (R/r)^4 + \\ &+ 2 (R/r)^2] \sin 2\beta; \\ \sigma_z &= \nu (\sigma_r + \sigma_\theta) = \nu [(\sigma_v + \sigma_h) + \\ &+ 2 (\sigma_v - \sigma_h) (R/r)^2 \cos 2\beta], \end{aligned} \right\} \quad (148)$$

где σ_r — радиальное напряжение в массиве;
 σ_θ — окружное напряжение в массиве;
 $\tau_{r\theta}$ — касательное напряжение в массиве;
 σ_z — продольное напряжение в массиве (вдоль оси выработки);
 R — радиус выработки;
 r — расстояние от центра выработки до рассматриваемой точки в массиве;
 β — полярный угол, отсчитываемый от горизонтали;
 ν — коэффициент Пуассона.

Согласно этим уравнениям напряжения на контуре выработки ($r=R$) будут равны:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \tau_{r\theta} = 0; \\ \sigma_\theta &= \sigma_v + \sigma_h + 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\beta; \\ \sigma_z &= \nu [(\sigma_v + \sigma_h) + 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\beta]. \end{aligned} \right\} \quad (149)$$

Как видно из этих расчетов, вблизи контура выработки развиваются напряжения, в несколько раз превы-

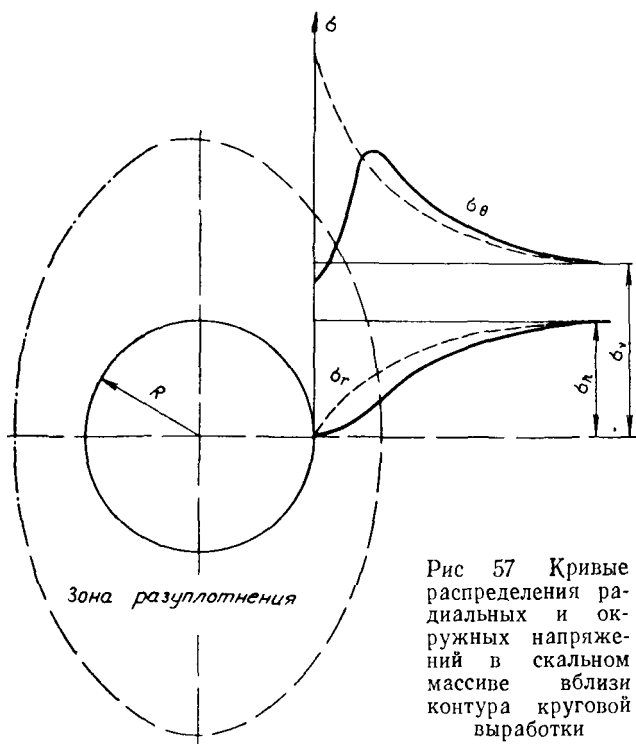


Рис 57 Кривые распределения радиальных и окружных напряжений в скальном массиве вблизи контура круговой выработки

шающие первоначальные, обусловленные весом вышележащей толщи.

Кривые распределения напряжений в массиве по горизонтали от контура выработки представлены на рис. 57. Пунктиром показано распределение напряжений в абсолютно упругой и прочной среде. Однако, по-

сколько прочность скальной породы может быть меньше максимальных окружных напряжений, в некоторой зоне вокруг выработки может начаться процесс трещинообразования, разрушения и пластических деформаций. В результате может произойти перераспределение напряжений вокруг выработки и окончательные кривые распределения напряжений будут соответствовать сплошным линиям, показанным на рис. 57. Вследствие частичной разгрузки контура максимальные значения окружных напряжений перемещаются внутрь массива, образуя вокруг выработки «кольцо высокого давления», имеющее, как правило, эллипсоидальную форму. Скальная порода, заключенная между кольцом высокого давления и контуром выработки, находится в нарушенном трещиноватом состоянии; эту зону обычно называют зоной разгрузки или разуплотнения.

Приведенные выше зависимости относятся к выработке круглой формы, хотя все рассуждения о формировании кольца высокого давления и зоны разгрузки сохраняют свою силу и для выработок любой иной формы.

Существует несколько математических методов расчета напряжений вокруг отверстий произвольной формы, но, как правило, все они довольно сложны и трудоемки.

В работе Геллера и др. [45] приведены интересные результаты расчета распределения напряжений вокруг прямоугольных выработок, полученные на основе использования метода комплексного переменного Н. И. Мухелишвили [13] совместно с конформным отображением.

Рассмотрим в качестве примера довольно простое и в то же время точное решение, полученное М. Гринспэном [41] для распределения напряжений вокруг отверстия произвольной формы, контур которого может быть описан параметрическими уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} x &= p \cos \beta + r \cos 3\beta; \\ y &= q \sin \beta - r \sin 3\beta, \end{aligned} \right\} \quad (150)$$

где p , q и r — параметры, а β — полярный угол.

Эти уравнения описывают простую замкнутую кривую, симметричную относительно осей x и y , которой можно подобрать любую форму: эллипс, овал и почти прямоугольник с закругленными углами.

Если B и H — ширина и высота отверстия, то B соответствует изменению координаты x при изменении угла β от 0 до 180° :

$$B = 2(p + r), \quad (151)$$

а H соответствует изменению координаты y при изменении угла β от 90 до 270° :

$$H = 2(q + r). \quad (152)$$

Не воспроизводя здесь полного решения задачи для любой точки области, данного Гринспэном в его работе, запишем выражение для окружных напряжений на контуре выработки:

$$\begin{aligned} & [(p^2 + 6rq) \sin^2 \beta + (q^2 + 6rp) \cos^2 \beta - 6r(p + q) \cos^2 2\beta + \\ & + 9r^2] \sigma_\theta = (\sigma_x^0 + \sigma_y^0) (p^2 \sin^2 \beta + q^2 \cos^2 \beta - 9r^2) - \\ & - \tau_{xy}^0 (p + q)^2 (p + q + 6r) (p + q + 2r)^{-1} \sin 2\beta - \\ & - [(p^2 - q^2) (\sigma_x^0 + \sigma_y^0) - (p + q)^2 (\sigma_x^0 - \sigma_y^0)] \times \\ & \times (p + q - 2r)^{-1} [(p - 3r) \sin^2 \beta - (q - 3r) \cos^2 \beta], \quad (153) \end{aligned}$$

где σ_x^0 , σ_y^0 и τ_{xy}^0 — напряжения вдоль соответствующих осей, существующие в скале на значительном удалении от отверстия.

Поскольку уравнение (153) является весьма громоздким и не позволяет произвести быстрый анализ напряженного состояния на контуре выработки при различных гипотезах о величине бокового (горизонтального) давления, значительно удобнее пользоваться отдельными частными решениями, которые при применении принципа суперпозиции могут суммироваться в различных комбинациях, позволяя осуществлять этот анализ.

Рассмотрим такие решения для трех основных расчетных случаев:

$$1) \sigma_x^0 \neq 0, \quad \sigma_y^0 = \tau_{xy}^0 = 0,$$

$$\sigma_\theta = \sigma_x^0 (D \sin^2 \beta + E) (A \sin^2 \beta + B \cos^2 2\beta + C)^{-1}; \quad (154)$$

$$2) \sigma_y^0 \neq 0, \quad \sigma_x^0 = \tau_{xy}^0 = 0,$$

$$\sigma_\theta = \sigma_y^0 (F \sin^2 \beta + G) (A \sin^2 \beta + B \cos^2 2\beta + C)^{-1}; \quad (155)$$

$$3) \tau_{xy}^0 \neq 0, \quad \sigma_x^0 = \sigma_y^0 = 0,$$

$$\sigma_\theta = \tau_{xy}^0 H \sin 2\beta (A \sin^2 \beta + B \cos^2 2\beta + C)^{-1}, \quad (156)$$

$$\left. \begin{aligned}
&\text{где } A = (p - q)(p + q - 6r); \\
&\quad B = -6r(p + q); \\
&\quad C = q^2 + 6rp + 9r^2; \\
&\quad D = (p + q)[(p - q) + \\
&\quad + 2q(p + q - 6r)(p + q - 2r)^{-1}]; \\
&\quad E = (q - 3r)[(q + 3r) - \\
&\quad - 2q(p + q)(p + q - 2r)^{-1}]; \\
&\quad F = (p + q)[(p - q) - \\
&\quad - 2p(p + q - 6r)(p + q - 2r)^{-1}]; \\
&\quad G = (q - 3r)[(q + 3r) + \\
&\quad + 2p(p - q)(p + q - 2r)^{-1}]; \\
&\quad H = (p + q)^2(p + q + 6r)(p + q + 2r)^{-1}.
\end{aligned} \right\} \quad (157)$$

Для эллипсов и овалов с соотношением главных осей 2 : 1 и 4 : 1, а также для квадратного отверстия с закругленными углами величины этих коэффициентов приведены в табл. 7.

Кроме того, в табл. 8 приведены величины окружных напряжений на контуре эллиптического отверстия с соотношением осей 2 : 1, а в табл. 9 дано распределение напряжений вдоль большой и малой осей этого эллипса при удалении от контура.

Для условий плоского напряженного состояния, когда σ_x^0 и σ_y^0 являются главными напряжениями, действующими вдоль осей симметрии отверстия, получим

$$\begin{aligned}
\sigma_\theta = & [(D\sigma_x^0 + F\sigma_y^0) \sin^2 \beta + E\sigma_x^0 + G\sigma_y^0] \times \\
& \times (A \sin^2 \beta + B \cos^2 2\beta + C)^{-1}.
\end{aligned} \quad (158)$$

Если желательно иметь одинаковую величину напряжения на всем контуре, то следует принять эллиптическое отверстие с соотношением главных осей

$$B/H = \sigma_x^0/\sigma_y^0. \quad (159)$$

Тогда напряжения на контуре будут равны

$$\sigma_\theta = (1 + B/H) \sigma_y^0. \quad (160)$$

Однако это не значит, что эллиптическая форма отверстия всегда будет наилучшей при неравенстве σ_x^0 и σ_y^0 . Если для прямоугольного отверстия подобрать соот-

Таблица 7

Величины коэффициентов для вычисления напряжений на контуре выработки

Параметры отверстия				A	B	C	D	E	F	G	H
форма контура выработки	p	q	r								
Эллипс с соотношением осей 2:1	2	1	0	3	0	1	9	-1	-9	5	9
То же, 4:1	4	1	0	15	0	1	25	-1	-25	9	25
Овал с соотношением осей 2:1	2,1	1,1	-0,1	3,8	1,92	0,04	11,069	-1,779	-11,821	6,654	8,878
То же, 4:1	4,19	1,19	-0,19	19,56	6,133	-3,036	30,634	-2,821	-34,895	14,867	24,545
Квадрат с закругленными углами	1	1	-0,14	0	1,68	0,336	4,982	-1,667	-4,982	3,314	2,696
То же, ориентированный по диагоналям . .	1	1	0,14	0	-1,68	2,016	2,698	-0,525	-2,698	2,173	4,984

Величины окружных напряжений на контуре эллиптического отверстия с соотношением осей 2:1

Координаты		$\sigma_{\theta}/\sigma_x^0$ при $\sigma_x^0 \neq 0$ и $\sigma_y^0 = \tau_{xy}^0 = 0$	$\sigma_{\theta}/\sigma_y^0$ при $\sigma_y^0 \neq 0$ и $\sigma_x^0 = \tau_{xy}^0 = 0$	$\sigma_{\theta}/\tau_{xy}^0$ при $\tau_{xy}^0 \neq 0$ и $\sigma_x^0 = \sigma_y^0 = 0$
x	y			
2	0	-1	5	0
1,992	0,087	-0,911	4,821	-1,527
1,97	0,174	-0,668	4,336	-2,823
1,932	0,259	-0,331	3,662	-3,748
1,879	0,342	0,039	2,922	-4,282
1,813	0,423	0,395	2,209	-4,488
1,732	0,5	0,714	1,571	-4,454
1,638	0,574	0,978	1,026	-4,256
1,532	0,643	1,214	0,572	-3,958
1,414	0,707	1,4	0,2	-3,6
1,286	0,766	1,551	-0,102	-3,211
1,147	0,819	1,672	-0,345	-2,807
1	0,866	1,769	-0,539	-2,398
0,845	0,906	1,845	-0,691	-1,99
0,684	0,94	1,904	-0,808	-1,586
0,518	0,966	1,947	-0,894	-1,185
0,347	0,985	1,977	-0,954	-0,787
0,174	0,996	1,995	-0,989	-0,393
0	1	2	-1	0

ветствующий радиус закругления углов, то при $B/H > 0,8$ напряжения в скале вокруг такого отверстия будут меньше, чем вокруг эллипса или овала с тем же соотношением B/H .

Оценивая различные формы отверстий в упругой изотропной среде, которой приближенно соответствует монолитная и прочная скальная порода с полем напряжений σ_y^0 и $\sigma_x^0 = k\sigma_y^0$, можно прийти к следующим основным выводам [62]:

1) распределение напряжений на контуре зависит от формы, а не от размеров выработки, и, следовательно, критические напряжения определяются формой, а не размерами выработки;

2) как распределение, так и величина напряжений в породе вокруг выработки не зависят от упругих постоянных породы;

Таблица 9

Распределение напряжений в среде вдоль большой и малой осей эллиптического отверстия с соотношением осей 2:1

Относительное расстояние (x/a вдоль большой оси; y/b вдоль малой оси)	σ_y/σ_x^0	σ_x/σ_x^0	σ_y/σ_y^0	σ_x/σ_y^0	τ_{xy}/τ_{xy}^0
	при $\sigma_x^0 \neq 0$ и $\sigma_y^0 =$ $=\tau_{xy}^0=0$		при $\sigma_y^0 \neq 0$ и $\sigma_x^0 =$ $=\tau_{xy}^0=0$		при $\tau_{xy}^0 \neq 0$ и $\sigma_x^0 = \sigma_y^0 = 0$
Вдоль большой оси					
1	-1	0	5	0	0
1,108	-0,235	0,03	2,675	0,734	1,746
1,228	-0,054	0,235	1,928	0,711	1,730
1,356	0,002	0,4	1,596	0,601	1,61
1,489	0,02	0,522	1,419	0,498	1,532
1,625	0,026	0,611	1,313	0,414	1,447
1,764	0,026	0,678	1,243	0,349	1,378
1,904	0,026	0,73	1,196	0,298	1,324
2,046	0,023	0,769	1,161	0,254	1,279
2,189	0,022	0,801	1,135	0,22	1,243
2,33	0,019	0,827	1,126	0,192	1,214
2,696	0,015	0,873	1,081	0,143	1,158
3,062	0,012	0,902	1,06	0,11	1,122
Вдоль малой оси					
1	0	2	0	-1	0
1,383	0,132	1,62	-0,016	-0,487	0,585
1,743	0,179	1,403	0,059	-0,222	0,945
2,088	0,188	1,273	0,163	-0,085	1,089
2,422	0,185	1,194	0,271	-0,013	1,161
2,75	0,167	1,141	0,359	0,026	1,188
3,073	0,151	1,106	0,44	0,045	1,193
3,392	0,136	1,083	0,508	0,055	1,189
3,708	0,127	1,061	0,562	0,062	1,178
4,022	0,11	1,053	0,617	0,057	1,166
4,334	0,099	1,044	0,659	0,056	1,126
5,107	0,077	1,029	0,74	0,048	1,126
5,875	0,061	1,02	0,795	0,041	1,103

3) критические концентрации напряжений возрастают с уменьшением радиуса кривизны углов контура, поэтому необходимо избегать угловатых контуров;

4) концентрация окружных напряжений σ_θ достигает максимума на контуре (или близ контура), а затем

быстро затухает с удалением от контура. Например, на расстоянии одного диаметра по горизонтали от круглой выработки при плоском напряженном состоянии ($k=1/3$) напряжение всего на 5% превышает бытовое.

Следовательно, выработки мало влияют друг на друга, и если расстояние между ними не меньше размера диаметра, то их можно рассматривать как одиночные;

5) для выработки с соотношением $B/H > 1$ овал или прямоугольник с закругленными углами даст меньшую концентрацию напряжений на горизонтальной оси, чем эллипс. При $B/H < 1$ форма эллипса является наилучшей;

6) растягивающие напряжения на концах вертикальной оси отверстия любой формы в случае одноосного напряженного состояния будут уменьшаться и становиться сжимающими при возрастании бокового давления. При $B/H \leq 1$ этот переход происходит при $k=1/3$;

7) при гидростатическом характере напряженного состояния в массиве скальной породы ($\sigma_x^0 = \sigma_y^0$) наилучшей формой выработки будет круг. При необходимости создания выработки с $B \neq H$ наилучшие результаты даст овал.

3. Определение величины горного давления

Принимая во внимание, что горное давление зависит как от первоначального естественного напряженного состояния массива, качества горной породы и формы подземной выработки, так и от жесткости устанавливаемой крепи и времени ее установки, определение его величины и направления является весьма сложной задачей.

На рис. 58 показано смещение скального массива в своде подземного машинного зала ГЭС Копс (Австрия) пролетом 26 м [27]. По графику видно, что в период проходки выработки горное давление быстро нарастало — это выражалось в подвижках скальной породы в своде. Затем во время производства строительных и монтажных работ процесс стабилизировался, а при пуске первых агрегатов гидроэлектростанции почти через 2 года после завершения проходки вследствие возникших вибраций произошло некоторое увеличение горного давления, выразившееся в дополнительных подвижках скальной породы, после чего процесс снова стабилизировался.

Наиболее достоверным способом определения величины и направления горного давления является эксперимент. Только в натурной выработке, пройденной в скальной породе с реальными параметрами и характеристиками, можно определить величину и направление горного давления.

Для объяснения воздействия горного давления на временные и постоянные крепления свода и стен подзем-

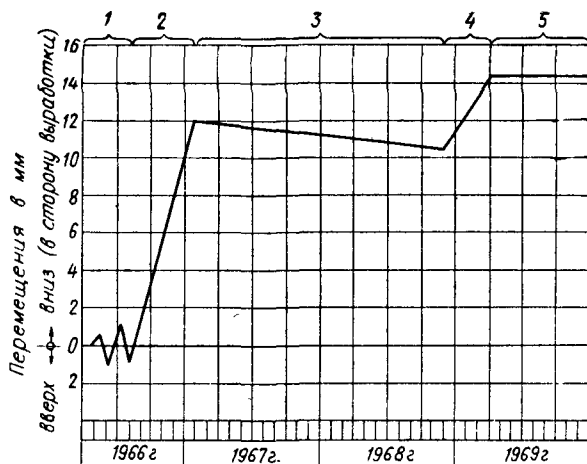


Рис. 58. Деформация скальной породы в пятах свода подземного машинного зала ГЭС Копис (Австрия) в процессе строительства

1 — взрывы; 2 — проходка выработки; 3 — строительные и монтажные работы; 4 — пуск агрегата, 5 — эксплуатация

ных выработок использовались различные гипотезы, так или иначе связанные с возникновением зоны разуплотнения над сводом выработки. В некоторых теориях размеры этой зоны разуплотнения материала связываются с глубиной заложения выработки, с размерами ее поперечного сечения, а иногда учитываются также прочностные характеристики скальной породы.

Л. В. Рабцевич [43] в 1963 г. представил механику развития во времени горного давления на крепление подземной выработки следующим образом. Если скальная порода вокруг подземной выработки не была предварительно нарушена влиянием других выработок

или производством горных работ, то развитие во времени горного давления вокруг рассматриваемой выработки происходит в три основных этапа (рис. 59).

Рассмотрим случай, когда максимальные сжимающие напряжения в горной породе ориентированы вертикально.

На I этапе происходит общее обжатие контура выработки с формированием в скальной породе боковых

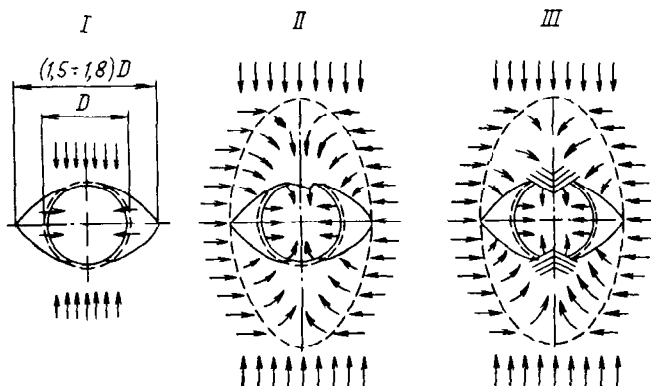


Рис. 59. Этапы (I—III) развития горного давления вокруг выработки (по Рабцевичу)

клиньев, стремящихся сместиться внутрь выработки. После некоторой деформации боковых клиньев пролет выработки как бы увеличивается, в результате чего происходит образование в массиве эллипса высокого давления и разуплотнение материала, заключенного между этим эллипсом и контуром выработки (II этап). На III этапе начинается деформация разуплотненного материала, находящегося над сводом и под лотком выработки, выражающаяся в его перемещении внутрь выработки.

Установка крепи или обделки на ранних стадиях формирования горного давления может существенным образом изменить картину деформирования скального массива. Влияние крепи или обделки на формирование горного давления может быть проиллюстрировано следующим примером.

Заменим обделку эквивалентным по жесткости гипотетическим кольцом скальной породы (рис. 60). Рассматривая теперь новую выработку и анализируя на-

пряженное состояние на контакте между обделкой и породой, можно установить, что окружные напряжения несколько снижаются, а радиальные напряжения на контакте возрастают и тем больше, чем больше жесткость обделки (гипотетического кольца скальной породы).

Следует отметить, что большинство теорий горного давления было разработано для сыпучих материалов

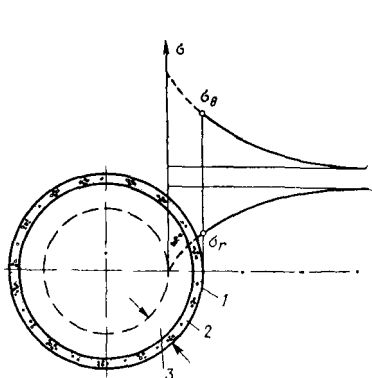


Рис 60 Замена обделки эквивалентным по жесткости гипотетическим кольцом скальной породы
1 — контур реальной выработки 2 — обделка, 3 — толщина условного кольца породы, эквивалентного по жесткости обделке тушеля

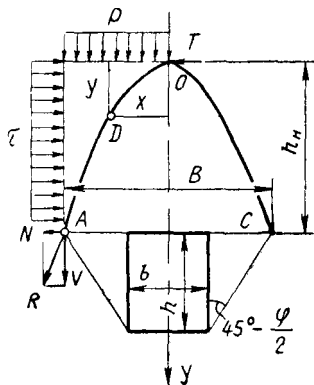


Рис 61 Формирование свода давления (по Протодьяконову)

с последующей их модификацией для связных грунтов, и лишь немногие из этих теорий рассматривали скальную породу.

Теория К. Терцаги Эта теория была разработана сначала для сыпучих материалов, а затем дополнена для возможности учета сцепления. Она исходит из того, что после образования выработки массы породы над сводом приходят в движение и начинают смещаться вниз, что и выражается в виде горного давления на крепь или облицовку. Движение горной породы происходит под действием собственного веса с постепенным замедлением процесса вследствие включения в работу сил трения и сцепления в массиве породы.

Ширина зоны смещения B определяется шириной выработки b и шириной двух клиньев активного давле-

ния, образующихся с обеих сторон от контура выработки:

$$B = b + 2h \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2), \quad (161)$$

где b и h — ширина и высота выработки;
 φ — угол внутреннего трения породы¹.

Результирующее вертикальное горное давление на свод крепи или обделки определяется из следующего уравнения:

$$p_0 = 0,5B(\gamma - 2c/B)(k \operatorname{tg} \varphi)^{-1} \{1 - \exp[-2k(H/B) \operatorname{tg} \varphi]\}, \quad (162)$$

где H — глубина заложения выработки;
 k — коэффициент бокового давления, определяемый по формуле (139);
 γ — объемный вес горной породы;
 c — сцепление.

Как видно из этой зависимости, горное давление на крепь или обделку будет образовываться только в случае, если

$$B > 2c \gamma. \quad (163)$$

В противном случае все выражение (162) обращается в нуль.

Теория М. М. Протодяконова. Эта теория исходит из образования над кровлей выработки в породе естественного свода давления, способного воспринять давление вышележащей толщи пород. Таким образом, горное давление будет создаваться весом горной породы, заключенной между этим сводом и кровлей выработки (рис. 61) [15, 76].

Создавая свою теорию первоначально для сыпучих материалов, М. М. Протодяконов предполагал наличие естественного свода АОС, в котором действуют одни лишь сжимающие напряжения. Рассматривая сумму моментов действующих сил относительно точки D (рис. 61), получим:

$$M_D = -Ty + 0,5\rho x^2 = 0$$

или

$$Ty = 0,5\rho x^2. \quad (164)$$

¹ Фактически здесь необходимо учитывать приведенный угол φ , обобщающий как угол внутреннего трения, так и сцепление в скальной породе.

Вертикальная составляющая опорной реакции

$$V = 0,5pB. \quad (165)$$

Горизонтальная составляющая опорной реакции предполагается равной в условиях предельного состояния величине

$$N = V \operatorname{tg} \varphi = 0,5pB \operatorname{tg} \varphi, \quad (166)$$

где φ — угол внутреннего трения породы.

Предполагая также мобилизацию касательных напряжений в породе по всей высоте свода давления, можно записать уравнение проекций всех сил на ось x для левой половины свода:

$$T = N - \tau h_n = 0,5pB \operatorname{tg} \varphi - \tau h_n. \quad (167)$$

Подставляя это выражение, а также граничные условия ($x=0,5B$; $y=h_n$) в первоначальную зависимость (164), получим

$$0,125pB^2 = (0,5pB \operatorname{tg} \varphi - \tau h_n) h_n$$

или

$$\tau = 0,125pB (4h_n \operatorname{tg} \varphi - B) / h_n^2. \quad (168)$$

Максимальная высота свода давления определяется из условия максимума касательных напряжений в горной породе

$$d\tau dh_n = 0,5pB (0,5B - h_n \operatorname{tg} \varphi) h_n^{-3} = 0,$$

откуда получаем

$$h_n = B/2 \operatorname{tg} \varphi. \quad (169)$$

Для распространения этой теории горного давления на любые типы горных пород уравнение (169) записывают в общем виде

$$h_n = B/2f. \quad (170)$$

Параметр f определяется в зависимости от типа грунтов:

для связных грунтов

$$f = (c R_c)^{-1} \operatorname{tg} \varphi; \quad (171)$$

для скальных пород

$$f = R_k/100, \quad (172)$$

Характеристики прочности горных пород

Категория породы	Степень прочности	Описание горной породы	Объемный вес в кгс/м³	Прочность на сжатие в кгс/см	Параметр f	Приведенный угол трения φ
I	Самые прочные	Очень твердые, плотные кварциты, базальты и другие монолитные породы особо высокой прочности	2800—3000	2000	20	87°
II	Очень крепкие	Очень твердые граниты, кварцито-порфиры, кремнистые сланцы, высокопрочные песчаники и известняки	2600—2700	1500	15	85°
III	Крепкие	Гранит (плотный) и гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки, кварцевые рудные жины, крепкий конгломерат, очень крепкие железные руды	2500—2600	1000	10	82°30'
IIIa		Известняк, некрепкий гранит, крепкий песчаник и мрамор, доломит, колчеданы, пириты	2500	800	8	80°
IV	Достаточно крепкие	Обыкновенный песчаник, железные руды	2400	600	6	75°
IVa		Песчанистые сланцы и сланцевые песчаники	2300	500	5	72°30'
V	Средней прочности	Крепкий глинистый сланец, некрепкий песчаник и известняк, мягкий конгломерат	2400—2800	400	4	70°
Va		Разнообразные сланцы, плотный мергель	2400—2600	300	3	70°
VI	Сравнительно слабые	Мягкий сланец и известняк, мел, гипс, мерзлый грунт, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, цементированный галечник, каменистый грунт	2200—2600	150—200	2	65°
VIa		Щебенистый грунт, разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, отвердевшая глина	2200—2400	—	1,5	60°

Категория породы	Степень прочности	Описание горной породы	Объемный вес в кгс/м ³	Прочность на сжатие в кгс/см ²	Параметр f	Приведенный угол трения ψ
VII	Слабые	Плотная глина, крепкие наносы, глинистый грунт	2000—2200	—	1	60°
VIIa		Легкая песчанистая глина, лесс, гравий	1800—2000	—	0,8	40°
VIII	Почва	Растительная земля, торф, легкии суглинок, сырой песок	1600—1800	—	0,6	30°
IX	Сыпучие грунты	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпной грунт	1400—1600	—	0,5	27°
X	Плывучие грунты	Плывуны, болотистый грунт, разжиженный лесс и т.п.	—	—	0,3	9°

где R_c — прочность на сжатие в условиях одноосного напряженного состояния;

R_k — кубиковая прочность в кгс/см^2 .

Уравнение параболы свода давления записывается так:

$$y = 2x^2/Bf. \quad (173)$$

Давление, оказываемое весом породы под сводом давления на крепь или обделку кровли выработки, будет равно:

$$p_0 = \gamma B/3f. \quad (174)$$

Как и в теории К. Терцаги [см. уравнение (162)] получается линейная зависимость горного давления от ширины B , определяемой уравнением (161).

Величина параметра f определяется как по формуле (171) или (172), так и по табл. 10 в зависимости от типа и состояния горной породы.

Следует отметить, что использование приведенных выше уравнений правомерно лишь в случае глубокого заложения выработки, когда образующийся свод давления над кровлей выработки не выходит на дневную поверхность горного массива.

Эта теория нашла весьма широкое распространение в отечественной практике туннелестроения и была неоднократно проверена экспериментальными методами. Хорошие результаты с некоторым запасом были получены также при использовании этой теории на строительстве метрополитена в Будапеште [76].

Метод В. М. Мосткова. Этот метод базируется на предположении, что вокруг подземной выработки в скальной породе образуется ослабленная зона нарушенной породы, которая в первом приближении может рассматриваться как сыпучая среда, находящаяся в предельном равновесии.

Для обеспечения устойчивости выработки к ее внутреннему контуру прикладывается равномерно распределенная нагрузка, равная реакции крепи, соответствующей по величине радиальному горному давлению на крепь или облицовку выработки.

Решая совместно уравнения прочности и уравнения равновесия скальной породы в нарушенной зоне, получают следующее выражение для определения нагрузки на крепь [12]:

$$q = k_1 \gamma R_0 - k_2 c, \quad (175)$$

где

$$k_1 = (1 - \sin \varphi) (3 \sin \varphi - 1)^{-1} \times \\ \{ 1 - (R/R_0)^{-(3 \sin \varphi - 1)/(1 - \sin \varphi)} \}; \quad (176)$$

$$k_2 = \operatorname{ctg} \varphi [1 - (R/R_0)^{-2 \sin \varphi/(1 - \sin \varphi)}]; \quad (177)$$

γ — объемный вес скальной породы;
 R_0 и R — радиусы соответственно выработки и внешней границы нарушенной зоны;
 c — сцепление в нарушенной зоне;
 φ — угол внутреннего трения в нарушенной зоне.

Для определения отношения R/R_0 рекомендуется следующая зависимость [12]:

$$R/R_0 = [1 + (\gamma H c)(1 - \sin \varphi) \operatorname{tg} \varphi]^{(1 - \sin \varphi)/2 \sin \varphi}, \quad (178)$$

где H — глубина заложения выработки.

График, составленный Ж. Талобром для определения величин R/R_0 (рис. 62), достаточно хорошо согласуется с результатами, получаемыми по уравнению (178).

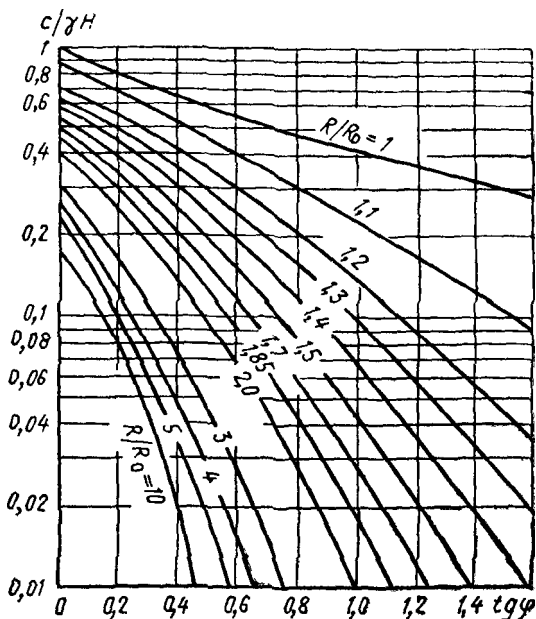


Рис. 62. График для определения радиуса внешней границы нарушенной зоны

При наличии экспериментальных данных по исследованию глубины зоны нарушенных пород вокруг выработки величину R/R_0 следует определять по этим данным.

На предварительных стадиях проектирования глубина нарушенной зоны может быть вычислена по формуле

$$h_n = R_0 [(R/R_0) - 1]. \quad (179)$$

Для выработок некругового очертания глубина нарушенной зоны над кровлей выработки может быть определена по зависимости

$$h_n = (b/2K_\Phi) [(R/R_0) - 1], \quad (180)$$

где b — ширина пролета выработки;

K_Φ — коэффициент формы свода выработки, определяемый в зависимости от отношения стрелы свода a к ширине пролета b по уравнению

$$K_\Phi = 0,67 + 0,66a/b. \quad (181)$$

Метод Э. Г. Газиева. Как было отмечено ранее, на процесс формирования горного давления оказывает большое влияние жесткость крепи или обделки, воспринимающей эту нагрузку, а также время и методы ее установки или возведения. Поскольку все эти факторы еще не могут быть учтены аналитически, настоящий метод построен на использовании результатов экспериментальных исследований и, таким образом, является экспериментально-аналитическим [2, 37—39].

Рассмотрим подземную выработку произвольной формы с установленной в ней крепью или обделкой. Целью исследования является определение нормального контура крепи горного давления, которое в общем случае может быть асимметричным вследствие косослоистой структуры скальной породы, тектонических подвижек или аномалии естественного напряженного состояния.

Для описания закономерностей распределения горного давления могут быть использованы произвольные функции $q_1(y)$; $q_2(x)$; $q_3(y)$, представленные степенными или тригонометрическими рядами (рис. 63). Пусть, например,

$$q_1(y) = \gamma RD (a_0 + a_1 y + a_2 y^2 + a_3 y^3 + \dots); \quad (182)$$

$$q_2(x) = \gamma RD (b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + b_3 x^3 + \dots); \quad (183)$$

$$q_3(y) = \gamma RD (c_0 + c_1 y + c_2 y^2 + c_3 y^3 + \dots), \quad (184)$$

где γ — объемный вес скальной породы;
 R — характерный размер поперечного сечения выработки (например, ее радиус),
 D — расстояние между отдельными секциями крепи или $D=1$ м при рассмотрении сплошной облицовки;
 a_i, b_i, c_i — коэффициенты.

Определение величины и закономерности распределения горного давления заключается в установлении неиз-

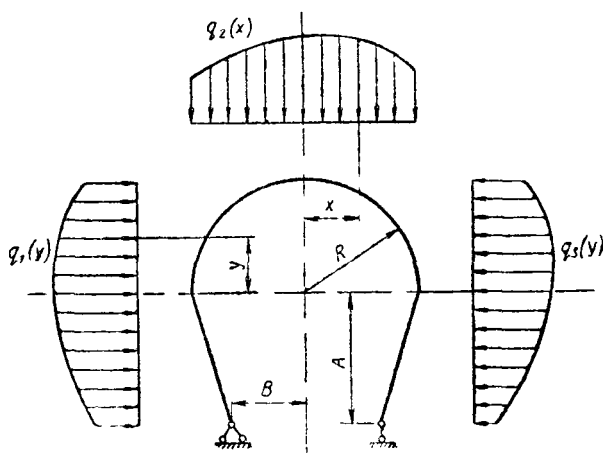


Рис 63 Расчетная схема для определения закономерности распределения горного давления вокруг выработки

вестных коэффициентов: $a_0, a_1, a_2, \dots, b_0, b_1, b_2, \dots, c_0, c_1, c_2, \dots$

Рассмотрим поведение крепи (или обделки) под действием нагрузок q_1, q_2 и q_3 .

Нормальная сила в любом сечении крепи может быть представлена в виде функции

$$N(x, y) = F(x, y, a_0, a_1, a_2, \dots, b_0, b_1, b_2, \dots, c_0, c_1, c_2, \dots). \quad (185)$$

Если, например, ограничиться тремя членами в уравнениях (182) — (184), то для случая подковообразной выработки, представленной на рис. 63, уравнение (185) запишется в таком виде:

$$N(x, y) = (\gamma D / 24R) [6x(A+R)^2 a_0 + 2x(2R^3 - 3AR^2 - A^3) a_1 +$$

$$\begin{aligned}
& + x(A^4 - 3R^4 + 4AR^3) a_2 + 24Rx(B - R + x) b_0 + \\
& + 4Rx(2R^2 - 3y^2) b_1 + 8Rx(BR^2 - R^3 + x^3) b_2 - \\
& - 6[x(A + R)^2 - 4Ry(y + A)] c_0 - 2[x(2R^3 - \\
& - 3AR^2 - A^3) - 6Ry(y^2 - A^2)] c_1 - [x(A^4 - 3R^4 + 4AR^3) - \\
& - 8Ry(y^3 - A^3)] c_2 \}.
\end{aligned} \tag{186}$$

Для определения n неизвестных коэффициентов горного давления необходимо составить n уравнений, для чего требуется знание n величин нормальной силы в различных поперечных сечениях крепи, после чего задача решается на электронно-вычислительной машине.

Величины нормальной силы в различных поперечных сечениях крепи могут быть определены при помощи электрических тензодатчиков, наклеенных на нейтральной оси крепи. При этом совершенно не обязательно устанавливать тензодатчики в n поперечных сечениях крепи, так как определение нормальной силы в 8—10 сечениях позволяет построить эпюру нормальной силы и, таким образом, интерполировать значения практически для любого желаемого количества сечений.

Настоящий метод позволяет решать следующие две практические задачи:

1) определение оптимального расстояния (пролета) между секциями крепи в процессе строительства туннеля;

2) определение необходимой толщины облицовки в любом заданном сечении туннеля.

В первом случае исследование ведут на ряде измерительных крепей, расставленных на различном расстоянии одна от другой, что позволяет определить оптимальное расстояние исходя из развиваемого горного давления и поведения крепи под нагрузкой.

Для решения второй задачи результаты измерения горного давления на крепях, как правило, не могут быть использованы, во-первых, потому что жесткость облицовки во много раз превышает жесткость крепи, и, во-вторых, потому, что облицовку возводят не в момент установки крепи, а нередко спустя несколько месяцев после начала проходки туннеля, в результате чего скальная порода на контуре выработки успевает частично деформироваться. В связи с этим для выявления горного давления на определенном отрезке туннеля возводят обделки различной толщины, в теле которых оставляют металли-

ческие измерительные крепи с наклеенными на них тензодатчиками. Это позволяет проследить за всем процессом формирования горного давления начиная с момента установки крепи, затем в период проходки туннеля, при возведении облицовки и ее твердении и кончая стабилизацией горного давления.

Результаты этих исследований позволяют оценить влияние жесткости облицовки и времени ее возведения на процесс формирования горного давления и выбрать оптимальную толщину облицовки [37].

4. Некоторые методы изучения поведения скальной породы вокруг горной выработки

В п. 8 главы I были рассмотрены некоторые способы определения напряжений в скальных породах, которые используются также для оценки напряженного состояния пород вокруг горных выработок.

В настоящем пункте будут рассмотрены методы, используемые преимущественно или исключительно для контроля за поведением скальных пород вокруг туннелей и других подземных выработок. Основная цель этих исследований заключается в определении напряженно-деформированного состояния скальных пород вокруг контура подземной выработки и в определении горного давления, возникающего в процессе взаимодействия скальной породы с крепью или обделкой выработки.

Измерения на контуре подземных выработок. При осуществлении этих измерений используют либо принцип разгрузки скальной породы на контуре выработки, либо принцип компенсации напряжений.

В первом случае на стене выработки устанавливают розетку тензометров, позволяющих замерить деформации в различных направлениях. После установки приборов и фиксации их показаний блок обуривают по контуру вокруг тензометров либо опиливают узкими щелями, освобождая его таким путем от действовавших на него напряжений, что проявляется в деформациях «разгрузки», замеряемых установленными тензометрами. Для вычисления действовавших напряжений необходимо знание модуля упругости и коэффициента Пуассона скальной породы.

При использовании принципа компенсации напряжений знание этих параметров не требуется, так как на-

пряжения замеряют непосредственно в эксперименте. В этом случае на контуре выработки устанавливают тензометры, позволяющие фиксировать деформации между двумя смежными точками. Между этими точками измерения пропиливают щель, нормальную к направлению измеряемого напряжения. В эту щель вставляют плоские домкраты Фрессине, давление в которых повышают до тех пор, пока показания тензометров не будут соответствовать первоначальным значениям, наблюдавшимся до образования щели. Таким образом, как бы восстанавливается («компенсируется») первоначальное напряжение, существовавшее в скальной породе в исследуемом направлении.

Использование этого метода позволяет определить не только напряжения на контуре подземной выработки, но также естественное напряжение в скальной породе вокруг выработки и так называемый коэффициент бокового давления.

Окружное напряжение на контуре выработки кругового или эллиптического очертания может быть выражено так [(см уравнения (149), (154), (155) и (158)]

$$\sigma_{\theta} = A_{\theta} \sigma_x^0 + B_{\theta} \sigma_y^0 \quad (187)$$

Для напряжений в стене выработки ($\theta=0$) и в своде ($\theta=\pi/2$) можно записать

$$\sigma_0 = A_0 \sigma_x^0 + B_0 \sigma_y^0, \quad \sigma_{\pi/2} = A_{\pi/2} \sigma_x^0 + B_{\pi/2} \sigma_y^0 \quad (188)$$

Величины коэффициентов A_0 , $A_{\pi/2}$, B_0 и $B_{\pi/2}$ даны в табл. 11.

Таблица 11

Величины коэффициентов

Форма контура выработки	A_0	$A_{\pi/2}$	B_0	$B_{\pi/2}$
Окружность	3	—1	—1	3
2 Эллипс с соотношением осей				
1, вертикальный	5	—1	—1	2
То же, горизонтальный	2	—1	—1	5
4 Эллипс с соотношением осей				
1, вертикальный	9	—1	—1	1,5
То же, горизонтальный	1,5	—1	—1	9

Используя эти коэффициенты, можно определить вертикальное и горизонтальное напряжения в скальной по-

роде, окружающей подземную выработку, по следующим зависимостям:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y^0 &= [\sigma_0 - (A_0 A_{\pi/2}) \sigma_{\pi/2}] [B_0 - (A_0/A_{\pi/2}) B_{\pi/2}]^{-1}; \\ \sigma_x^0 &= [\sigma_{\pi/2} - (B_{\pi/2} B_0) \sigma_0] [A_{\pi/2} - (B_{\pi/2}/B_0) A_0]^{-1}. \end{aligned} \right\} \quad (189)$$

Отсюда может быть определен и коэффициент бокового давления:

$$k = \sigma_x^0 / \sigma_y^0 = [(\sigma_{\pi/2} \sigma_0) B_0 - B_{\pi/2}] [A_{\pi/2} - (\sigma_{\pi/2} \sigma_0) A_0]^{-1}. \quad (190)$$

При использовании этого метода следует иметь в виду следующие два обстоятельства:

1) на замеряемых экспериментально в прорезях величинах напряжений и деформаций в той или иной мере сказывается перераспределение напряжений в скальном массиве, вызванное образованием этой щели. Поскольку степень влияния перераспределения напряжений не известна, то не известна и достоверность получаемых результатов;

2) ограниченные размеры используемых плоских домкратов достаточны для того, чтобы судить о напряжениях в скальной породе (материале), но недостаточны для распространения полученных результатов на скальный массив. Поэтому полученные данные следует рассматривать в качестве условного приближения к картине истинного напряженного состояния.

Ультразвуковые исследования скальной породы вокруг подземной выработки. Эти исследования, как правило, являются обязательной составной частью общего комплекса исследований скальных пород вокруг подземных горных выработок.

Для исследований применяют три основных метода [18]:

1) ультразвуковое продольное профилирование вдоль шпуров с целью изучения характера распределения скоростей упругих волн в массиве пород вокруг выработки;

2) «просвечивание» скального массива путем опускания в шпуры, между которыми изучается скальный целик, на равную глубину двух зондов, ориентированных таким образом, чтобы оси максимальной чувствительности их датчиков были направлены навстречу друг другу; при одновременном и равном смещении зондов в соседних шпурах обеспечивается просвечивание всего исследуемого скального целика;

3) круговое профилирование с целью получения характеристики упругой анизотропии массива пород вокруг выработки. Для этого по ее периметру в радиальном направлении разбуривают шесть—десять шпуров глубиной по 3—6 м, которые исследуют по методике продольного профилирования или просвечивания.

Указанные методы позволяют оценить механические характеристики скального массива вокруг выработки и ее трещиноватость, что дает возможность выявить зону разуплотнения вокруг контура и местоположение эллипса высокого давления.

Измерение перемещений и деформаций проволочными деформометрами-анкерами. Для измерения перемещений и деформаций скального массива вокруг подземной выработки используют проволочные деформометры, устанавливаемые в скважинах, пробуренных в радиальных направлениях либо над сводом выработки.

Деформометры состоят из проволоки, заанкеренных на различных глубинах по длине скважины. Каждая проволока на выходе из скважины проходит через блок, спаренный с высокоточным потенциометром, и заканчивается пружиной постоянного натяжения для исключения деформаций проволоки при изменении усилия.

Показания потенциометров, размещенных в специальной герметизированной коробке, позволяют дистанционно определять перемещение того или иного анкера относительно контура выработки.

Принимая положение самого глубокого анкера за неподвижное, вычисляют перемещения относительно него всех остальных анкеров и контура выработки.

Эти измерения позволяют оконтурить зону разуплотненной, нарушенной взрывами скальной породы, а также выявить положение «эллипса высокого давления». На рис. 64 приведены результаты замера деформаций над сводом и в боковой стене выработки туннеля Страйт Крик, проходящего в слабо- и средненарушенных границах [43].

Построенные кривые относительных деформаций (относительно самых глубоких анкеров, принятых за неподвижные) с достаточной очевидностью выявляют примерно метровую зону разрушенной породы вокруг контура выработки, трехметровую зону разгрузки над сводом и местоположение эллипса высокого давления.

Растяжение Сжатие

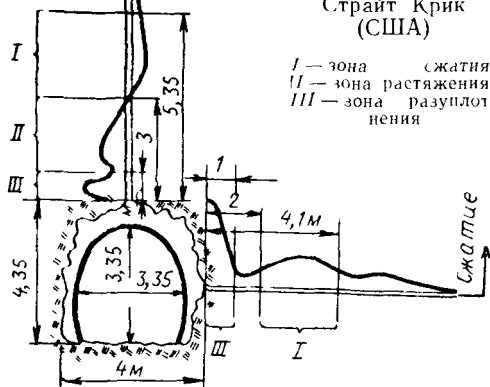


Рис. 64. Вертикальные и горизонтальные деформации вокруг выработки туннеля Страйт Крик (США)

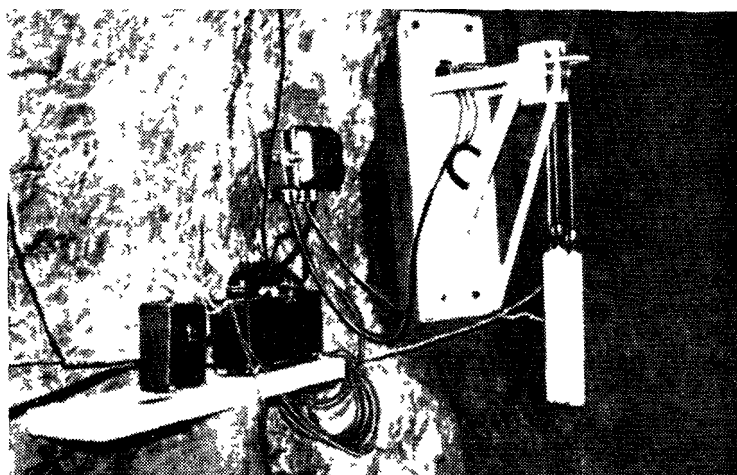


Рис. 65. Проволочные деформометры, установленные в штольне скального основания плотины Вайонт (Италия)

Иногда такие измерения начинают еще до проходки туннеля, что позволяет проследить за поведением скальной породы в процессе его проходки и за формированием зоны разгрузки и разуплотнения в своде выработки. Для этого из расположенных над будущей выработкой разведочной или подходной штольни пробуривают скважины, немного не доходящие до отметки кровли этой выработки. В эти скважины и закладывают проволоочные деформометры-анкеры. По мере проходки основного туннеля эти деформометры фиксируют деформации и перемещения различных точек над его сводом.

Для создания постоянного натяжения проволоки иногда вместо пружин используют грузы, подвешенные к перекинутому через блок концу проволоки, выходящему из скважины. На рис. 65 показаны такие деформометры, установленные в одной из штолен в основании плотины Вайонт в Италии. На выходе каждой из этих трех проволок установлены линейные индуктивные преобразователи (датчики) [43].

Измерения горного давления и напряжений в породе и бетонной обделке. Исследования и измерения горного давления в реальных выработках имеют первостепенное значение для подземного строительства в скальных породах.

Однако приходится констатировать, что подобные исследования не получили еще должного распространения, что связано в основном с трудностью их осуществления.

С другой стороны, совершенно очевидно, что дальнейшее развитие методов расчета и проектирования туннелей и подземных выработок невозможно без постановки и проведения подобных исследований.

Использование измерительных металлических крепей. Для наблюдения за процессом формирования горного давления в туннеле или подземной выработке на некоторые из устанавливаемых металлических крепей наклеивают тензодатчики или в их пятах, ключе и других сечениях размещают динамометры.

На основе определенных экспериментально усилий в различных сечениях крепи, используя описанный в п. 3 данной главы метод Э. Г. Газиева, можно вычислить величину и установить характер горного давления на данном участке туннеля, а также выявить закономерность его формирования во времени с момента установки крепи.

При возведении бетонной или железобетонной обделки измерительные крепи могут быть оставлены в ней для продолжения наблюдений за динамикой формирования и стабилизацией горного давления в процессе возведения обделки и после набора ею прочности.

Использование датчиков напряжений. В последние годы разработаны конструкции датчиков напряжений и динамометров, предназначенных для использования в подземных выработках. Эти приборы должны сохранять работоспособность и давать надежные результаты в тяжелых условиях при весьма высокой влажности, а иногда и под водой, при ударах и встрясках, возможных при взрывных работах, при загрязненности и небрежном отношении.

Как правило, использовать в этих случаях длинные коммуникации или провода, находящиеся постоянно под нагрузкой, нецелесообразно. Целесообразнее использовать короткие подводящие коммуникации, а «опрос» приборов осуществлять короткими сигналами.

Хорошо зарекомендовали себя датчики напряжений, сконструированные на базе гидравлических подушек. Эти подушки закладывают в тело бетонной обделки туннеля или между обделкой и скальной породой. Форма гидравлической подушки, приближающаяся к форме бесконечно тонкого диска, позволяет значительно уменьшить, а иногда и практически исключить влияние перераспределения напряжений в скальной породе, вызванного различием в жесткости скальной породы и подушки.

Датчик напряжений состоит из заполненной маслом гидравлической подушки и измерительной головки, соединенных короткой трубкой (рис. 66).

Воспринимаемое напряжение от окружающего массива преобразуется в давление масла в замкнутой системе: подушка — камера давления.

Для снятия показаний с этого прибора используются пластиковые трубки или шланги, подсоединенные к измерительной головке (см. рис. 66).

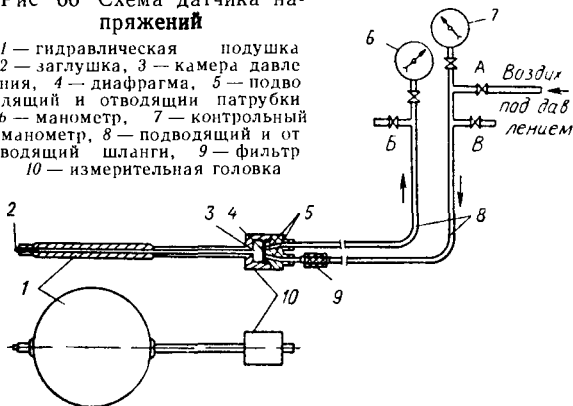
Вначале открывают краны *А* и *Б* и от компрессора или баллона со сжатым воздухом продувают всю систему. Чтобы воздух прошел из одного шланга в другой давление воздуха должно превышать давление масла в камере давления, прижимающее диафрагму, перекрывающую подводящий и отводящий патрубки.

После того как воздух прошел через всю систему и вышел из крана *Б*, этот кран перекрывают, открывают кран *В*, а затем прекращают подачу воздуха (перекрывают кран *А*).

Давление в отводящем шланге начинает падать вследствие обратного потока воздуха из отводящего

Рис 66 Схема датчика на-
пряжений

1 — гидравлическая подушка
2 — заглушка, 3 — камера давле-
ния, 4 — диафрагма, 5 — подво-
дящий и отводящий патрубки
6 — манометр, 7 — контрольный
манометр, 8 — подводящий и от-
водящий шланги, 9 — фильтр
10 — измерительная головка



шланга в подводящий. Однако, когда это давление станет равным давлению масла в камере давления, диафрагма перекроет проход и манометр зафиксирует величину этого давления.

Такова в общих чертах схема работы описываемого прибора, который обладает следующими достоинствами:

1) герметическая замкнутость маслонапорной системы, исключающая возможность утечек;

2) использование в качестве измерительного потока вместо жидкости воздуха, который, во-первых, дешевле, а во-вторых, обладает ничтожной вязкостью, определяющей пренебрежимо малые потери на трение;

3) практическая независимость точности показания от длины коммуникаций (шлангов);

4) возможность продувки системы в обоих направлениях при ее засорении, пережиме шланга и т. п.;

5) использование измерительной системы лишь в момент снятия показаний;

6) возможность использования прибора при выходе из строя одного из шлангов путем измерения давления на прямом потоке воздуха контрольным манометром.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОБЛЕМ МЕХАНИКИ СКАЛЬНЫХ ПОРОД МЕТОДОМ МОДЕЛИРОВАНИЯ

1. Постановка задачи

Первая попытка моделирования горных пород была предпринята Файолем в 1885 г. [8]. Рассматривая слоистые горные породы как ряд несвязанных между собой пластов, он изучал проявление деформаций изгиба на модели, состоящей из пакета полос, опирающегося на две опоры. В качестве материала для модели им были использованы листы железа, канаты, глина, гипс, стекло и т. д. Исследования показали, что деформации изгиба затухают с удалением от нижнего края пакета, что дало основание к созданию гипотезы о своде давления.

Однако первые модели отличались не только примитивностью решения задач, но и полным несоблюдением условий подобия.

Необходимость строительства больших и ответственных сооружений на основаниях, которые не всегда идеально соответствуют необходимым условиям, требует совершенствования методов расчета, проектирования и исследования таких объектов и ставит перед инженерами все новые и новые проблемы. Несмотря на использование большого математического аппарата и счетно-вычислительной техники, не все сооружения могут быть с достаточной степенью достоверности проанализированы аналитическими методами ввиду нелинейной упругости материалов, а также в основном ввиду трещиноватости и слоистости скальных массивов и обусловленной этим анизотропии их деформативности и прочности.

Единственными методами, позволяющими быстро и с достаточной степенью приближения решить эти проблемы, являются методы экспериментального исследования на моделях. В последнее десятилетие эти методы полу-

чили широкое признание и развитие в Советском Союзе, Италии, Португалии, Франции и Японии, однако они еще нуждаются в дальнейшем совершенствовании [4, 25, 40, 52, 58, 63, 64, 77].

Модельные исследования сооружений и их скальных оснований позволяют экспериментально проанализировать их поведение при статическом и динамическом нагружении, с достаточной степенью точности определить напряжения и перемещения (осадки) в основании и сооружении, а также оценить реальную степень надежности доведением модели до разрушения.

В настоящее время стало возможным использовать модели, выполненные из различных материалов с заданными прочностными и деформативными характеристиками, воспроизводящие основные системы трещиноватости и другие крупные нарушения сплошности и имеющие заданную степень анизотропии деформативности.

Моделирование сооружений и оснований проводят, как правило, для следующих целей:

1) проверки и корректировки аналитических методов в пределах применимости законов теории упругости, для чего обычно используют «упругие» модели;

2) изучения фактического распределения напряжений и деформаций в сооружении и основании, их поведения под нагрузкой, а также их устойчивости или прочности, что определяет величину коэффициента запаса. Для этой цели используют структурные модели из так называемых эквивалентных материалов, имеющих не только подобные параметры деформативности и прочности, но и подобный реальным материалам характер разрушения.

Аналогично аналитическим методам инженерных расчетов, которые базируются на упрощении и идеализации реальных условий, модельные исследования также допускают использование упрощенных гипотез, связанных в основном с воспроизведением характеристик материала натурального скального основания.

Вполне естественно, что точность, с которой необходимо воспроизвести на модели условия подобия, зависит от характера исследуемой проблемы и ее влияния на конечный результат, что должно быть оценено и оговорено в каждом конкретном случае.

2. Теория подобия

Общая теория подобия. Теория моделирования основана на хорошо известном принципе подобия, который гласит, что две системы являются физически подобными, если существует определенное геометрическое соответствие между точками обеих систем и если параметры одного и того же физического происхождения в этих точках имеют одинаковое соотношение.

Полное подобие между моделью и натурой будет соблюдено лишь в случае выдержанной взаимосвязи в соответствующих масштабах между всеми определяющими проблему параметрами.

Механическое подобие процессов в натуре и модели будет обеспечено, если безразмерные уравнения упругости, равновесия и совместности деформаций (неразрывности), записанные для модели и природы, будут тождественно совпадать.

Таким образом, безразмерные параметры, такие, как относительные деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения и т. п., должны иметь те же значения для материала модели, что и для реального скального массива. Все же размерные параметры должны строго следовать законам подобия

Существует всего лишь три независимых параметра, которые определяют механическое подобие: «длина», «сила» и «время». При рассмотрении статических задач без учета изменения свойств материалов во времени фактор «время» может быть исключен из рассмотрения, и тогда остаются лишь два независимых параметра: «длина» и «сила». Иногда вместо масштаба сил за основной принимается масштаб напряжений.

Геометрический масштаб

$$\lambda = L_n / L_m, \quad (191)$$

где L — любой геометрический размер природы или модели.

Масштаб напряжений

$$\zeta = \sigma_n / \sigma_m = \tau_n / \tau_m = R_n / R_m = E_n / E_m = \dots, \quad (192)$$

где σ — нормальные напряжения в соответственных точках природы и модели;
 τ — касательные напряжения в соответственных точках природы и модели,

R —прочность материалов натуры и модели;
 E —модули упругости или деформации материалов натуры и модели

Масштаб объемных весов

$$\rho = \gamma_n \gamma_m, \quad (193)$$

где γ — объемный или удельный вес материалов натуры и модели

Масштаб сил

$$\kappa - F_n F_m = \zeta \lambda^2 = \rho \lambda^3, \quad (194)$$

где F — любая поверхностная или объемная сила в натуре и на модели

Из уравнения (194) следует, что

$$\zeta = \rho \lambda. \quad (195)$$

Уравнения (194) и (195) подтверждают, что лишь два параметра могут быть приняты как независимые, а все остальные можно вычислить по этим зависимостям

Подставляя эти зависимости в уравнения упругости, равновесия и неразрывности, мы получим для модели тождественно те же самые уравнения, что и для натуры

Это свидетельствует о достаточности принятых параметров подобия для моделирования сплошного, упругого и изотропного тела в пределах применимости теории упругости [38]

Дополнительные требования подобия при моделировании скальных массивов. Все реальные материалы, слагающие скальные основания, включая и бетон сооружений, могут называться упругими лишь условно и то в ограниченном интервале напряжений и деформаций. Как правило, все эти материалы обладают нелинейной упругостью, пластичностью и ползучестью под нагрузкой. Диаграмма деформирования этих материалов имеет криволинейный характер. Учитывая, что относительные деформации в натуре и модели должны быть равны между собой, а напряжения отличаться в ζ раз, диаграмма деформирования σ — ϵ для модельного материала должна повторять диаграмму деформирования реального материала с ординатами, уменьшенными в ζ раз (рис 67)

При моделировании трещиноватых слоистых или блочных скальных массивов необходимо воспроизвести

быть сопоставлены с геофизическими исследованиями в натуре.

Складывая модель из блоков различного размера, изготовленных из одного и того же материала, можно получить различную деформативность модельного основания в зависимости от размеров и ориентации блоков. С точки зрения наибольшего приближения к натуре представляется целесообразным иметь блоки возможно меньшего размера, однако это весьма усложняет работу, так как количество блоков растет в кубической пропорциональности (например, при уменьшении размера блоков в два раза их количество возрастает в восемь раз) и затрудняет установку контрольно-измерительной аппаратуры в самих блоках и между ними.

С другой стороны, укрупнение блоков может, во-первых, привести к искажению общей картины деформативности и, во-вторых, увеличить влияние масштабного эффекта в зависимости от соотношения размеров блока и опорной поверхности сооружения. Как показывают исследования, для снижения влияния масштабного эффекта размер блока в основании не должен превосходить 0,1 ширины пяты сооружения.

Если объектом исследования является напряженное состояние сооружения на скальном основании, а не самого скального основания, модель скального основания целесообразно выполнять из сплошных материалов соответствующей деформативности, так как воспроизведение в этом случае блочного строения основания вызовет неоправданное усложнение модели.

Ползучесть реальных скальных пород под нагрузкой может быть воспроизведена ползучестью модельного материала, причем определяющими параметрами в этом случае являются начальная и конечная величины деформаций [8], а масштаб времени выбирается таким образом, чтобы выполнялось условие равенства конечных деформаций. Однако практически наиболее простым способом учета ползучести реального скального материала является назначение соответствующих значений модулей деформации или упругости, или, иными словами, соответствующее снижение расчетных значений модулей. Таким образом, исследование ведется с расчетом на конечную величину деформации материала под нагрузкой.

При моделировании трещиноватых скальных оснований всегда необходимо иметь в виду возможные под-

вижки по трещинам, а также локальные разрушения и обмятия материала вследствие концентрации напряжений. Это требует учета прочностных параметров при моделировании. Если при испытании сплошных и однородных моделей моделирование прочностных параметров

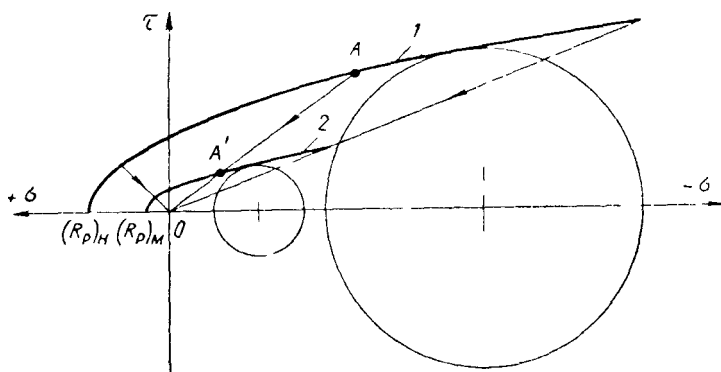


Рис 68 Подобие диаграмм прочности натурального и модельного материалов

1 — натура, 2 — модель

необходимо лишь при доведении модели до разрушения за пределами упругости, то при исследовании слоистых или блочных моделей даже в пределах так называемой «упругой стадии», как правило, необходимо моделировать те или иные прочностные характеристики на сдвиг по контактам между блоками.

Рассмотрим огибающую кругов Мора для натурального материала, представленную на рис. 68. Поскольку как касательные, так и нормальные напряжения должны подчиняться одному и тому же масштабу подобия напряжений, огибающая кругов Мора для модельного материала может быть получена пропорциональным уменьшением в ζ раз абсцисс и ординат огибающей для натурального материала. Другими словами, необходимо как бы осуществить сжатие этой огибающей по радиусам, проведенным из начала координат (рис. 68), причем отношение радиуса OA к радиусу OA' должно быть равно масштабу напряжений ζ .

При моделировании динамических воздействий на сооружение или его скальное основание необходимо задавать периоды колебаний или продолжительность воз-

действия импульса таким образом, чтобы был соблюден масштаб времени, который при моделировании статических условий работы практически не рассматривается.

Принимая во внимание, что гравитационное ускорение g , определяющее вес и массу, как в натуре, так и на модели является одним и тем же, масштаб ускорений должен быть равен единице, откуда следует, что масштаб времени должен быть равен

$$\theta = \sqrt{\lambda}. \quad (196)$$

Определение коэффициента запаса прочности сооружения или его скального основания на модели. В общем виде коэффициент запаса прочности определяется сопоставлением максимального главного напряжения σ_n в опасной точке с прочностью материала в этой точке в заданных условиях объемного напряженного состояния R_n .

$$K = R_n / \sigma_n. \quad (197)$$

Для установления положения этой опасной точки, величины и площадки действия максимального главного напряжения, а также прочности материала в этих неизвестных пока условиях нагружения могут быть использованы два способа.

1 Пропорционально снижая прочность всех составляющих модель материалов, ее доводят до разрушения. В момент разрушения прочность материала будет равна величине максимального главного напряжения в опасной точке, где и начнется разрушение. Практическая трудность осуществления постепенного, пропорционального и контролируемого снижения прочности составляющих модель материалов исключает возможность использования этого способа на практике.

2 Путем искусственного увеличения всех действующих на модель сил увеличивают величину максимального главного напряжения без искажения его направления и площадки действия. Это увеличение всех действующих сил (как внешних, так и внутренних) осуществляется вплоть до разрушения модели, когда величина максимального главного напряжения становится равной прочности материала в этих условиях напряженного состояния

$$\sigma'_n = R_n. \quad (198)$$

Предполагая, что увеличение напряжений в модели пропорционально увеличению нагрузок, можно записать:

$$K = R_n' \sigma_n = \sigma_n' \sigma_n = P'/P, \quad (199)$$

где P — эксплуатационная или расчетная нагрузка на модели;

P' — максимальная нагрузка на модели в момент ее разрушения.

Этот метод нашел очень широкое применение на практике.

Следует еще раз подчеркнуть, что для увеличения главных напряжений без изменения их направлений и точек приложения должны увеличиваться пропорционально все действующие на модели силы, включая и силы собственного веса, которые в действительности не могут увеличиваться.

3. Выбор материалов для моделирования

Применяемые для изготовления моделей материалы должны отвечать следующим требованиям:

- 1) быть однородными и изотропными;
- 2) иметь деформативные и прочностные характеристики, соответствующие требуемым по законам подобия;
- 3) иметь величину коэффициента Пуассона, примерно равную величине коэффициента Пуассона для натурального материала;
- 4) иметь достаточно низкий модуль упругости, обеспечивающий возможность замера деформаций имеющейся измерительной аппаратурой;
- 5) не обладать ползучестью под нагрузкой, принятой для испытания;
- 6) иметь постоянные во времени физические и механические характеристики;
- 7) быть простыми в изготовлении и легко формуемыми;
- 8) допускать наклейку на свою поверхность после соответствующей подготовки ее электротензодатчиков;
- 9) не обладать большой усадкой при твердении;
- 10) иметь соответствующий объемный вес при исследовании влияния собственного веса сооружения или скального массива;
- 11) иметь аналогичную структуру и подобный натур-

ным материалам характер разрушения при изучении поведения модели за пределами упругости вплоть до разрушения,

12) быть дешевыми и легкодоступными

Практически не существует ни одного материала, который отвечал бы всем этим требованиям, однако в каждом конкретном случае можно подобрать тот или иной материал, отвечающий основным требованиям поставленного исследования

Для воспроизведения бетонных сооружений и скальных оснований обычно используют составы на основе гипсового или цементного вяжущего. Предпочтение чаще всего отдается гипсовым материалам благодаря, во-первых, их быстрому схватыванию и «созреванию» и, во-вторых, их легкой обработке. Основным недостатком этих материалов является их разрушение под действием воды и сильная зависимость их прочностных и деформативных характеристик от влажности окружающей среды. Для исключения этого воздействия необходимо либо поддерживать постоянные температурно-влажностные условия в лаборатории, либо после достижения материалом модели стабильной влажности покрывать ее тонкой пленкой шеллачного лака или другого водонепроницаемого материала.

На основе гипсового вяжущего могут быть получены составы в довольно широком диапазоне модулей деформаций (упругости) практически от $E_{\text{мин}} = 7000 \text{ кгс/см}^2$ и до $E_{\text{макс}} = 100\,000 \text{ кгс/см}^2$ (рис. 69). В особых случаях удается выходить и за эти рамки.

Водогипсовое отношение (по весу) практически изменяется в пределах от 0,6 до 4. При меньших количествах воды ($B/G < 0,6$) смесь получается очень жесткой, плохо перемешиваемой и трудно укладываемой (плохо формируемой), при больших количествах воды ($B/G > 4$) материал получается слишком слабым и рыхлым, так что на нем становится очень сложно производить измерения.

При водогипсовых отношениях, равных или больших 0,8, необходимо, как правило, добавлять в состав диатомит, который связывает лишнюю воду, не давая гипсу оседать на дно, и уменьшает усадку модели после высыхания. Прочностные и деформативные характеристики от содержания диатомита практически не зависят.

Диатомит состоит из чистого аморфного кремнезема SiO_2 и представляет собой ископаемые остатки так называемых диатомитовых водорослей (пористые образования из кремнезема, служившие жилищем микроорганизмов).

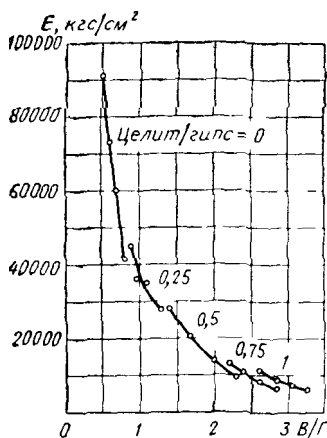


Рис 69 Зависимость модуля упругости гипса от содержания в нем воды

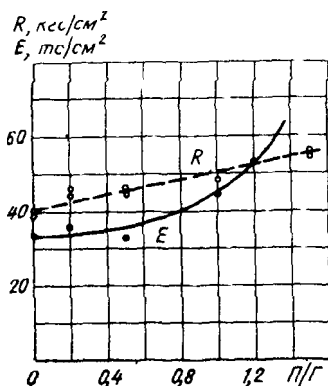


Рис 70 Зависимость прочности и модуля упругости гипсопесчаного материала от содержания в нем песка при $B/G \approx 1$

низмам — диатомам). В 1 см^3 диатомита около 1,5 млн индивидуальных ячеек.

Продукт, получаемый при мелком помоле диатомита и используемый как добавка к бетонным и гипсовым растворам, называется целитом. Он имеет следующие основные характеристики:

Крупность помола — процент (по весу) частиц, проходящих через сито с отверстиями размером 0,074 мм

Объемный вес в г/см^3

Влажность в %

Удельный вес в г/см^3

92
0,15—0,18
1—6
2,1—2,3

Обладая колоссальной поверхностью и практически нулевой химической активностью, диатомит (целит) способен связать большое количество воды, не оказывая практического влияния на прочностные и деформативные характеристики получаемого состава. По мере схватывания гипса диатомит отдает ему свою воду, обеспечивая таким образом необходимое водогипсовое отно-

шение. Без использования диатомита или другого аналогичного материала было бы невозможно получать составы с $B/\Gamma \geq 1,5$, так как при таком количестве воды гипс не может быть распределен по всему ее объему, в результате чего происходит сегрегация смеси с осаждением гипса и выделением воды на поверхности модели.

Количество диатомита (целита) выбирается из условия получения необходимой пастообразной консистенции раствора [66].

Для увеличения модуля упругости материала в него часто добавляют песок, который увеличивает как прочность материала, так и в еще большей степени модуль его упругости. Если прочность материала увеличивается в линейной зависимости от увеличения содержания песка, то модуль упругости увеличивается по параболе (рис. 70). Увеличение прочности, вероятно, связано с тем, что, отбирая у гипса часть влаги на обволакивание пленкой своих частиц, песок снижает водогипсовое отношение. В связи с этим следует вносить в состав соответствующие коррективы [34].

Для придания материалу повышенной деформативности в него добавляют поливинилацетатную эмульсию, шарики полистирола, резиновую крошку и т. п. или вводят газообразователь.

В исследованиях, в которых необходимо соблюдение равенства объемных весов натуре и модели, для увеличения объемного веса модельного материала в него обычно добавляют молотый барит (сульфат бария), имеющий удельный вес $4,5 \text{ г/см}^3$. Являясь практически нерастворимым в воде материалом, молотый барит может полностью или частично заменить в этом случае диатомит. Например, в одном исследовании, проведенном под руководством автора, при моделировании базальтов объемным весом $2\text{—}2,4 \text{ т/м}^3$ был использован состав, содержащий на 1 весовую часть гипса 1 часть песка, 15 частей барита и 4 части воды.

Для воспроизведения на модели мягких и пластичных глинистых материалов и прослоек обычно используют составы на основе парафина, воска или желатина. Иногда используют также смеси песка или молотой глины с вазелином, солидолом или другим густым техническим маслом.

4. Напряжения и деформации в скальном трещиноватом анизотропном основании

Определение характера распределения напряжений в трещиноватом скальном основании является основной проблемой механики скальных пород и позволяет установить поведение и деформативность основания под нагрузкой, величину и форму активной зоны

Экспериментальные исследования, проведенные в последние годы, показали, что для описания картины напряженного состояния трещиноватого скального основания, как правило, нельзя пользоваться уравнениями теории упругости, выведенными для условий однородной и изотропной среды. Картина распределения напряжений в слоистой или блочной среде имеет не только количественное, но и принципиальное качественное отличие. Определяющими параметрами этой среды являются

- 1) ориентация систем трещин, обуславливающих анизотропию основания,
- 2) геометрия блоков, слагающих массив, и их взаимное расположение, характеризующие структуру этого массива,
- 3) характеристики контактных поверхностей,
- 4) сопротивление сдвигу по контактным поверхностям,
- 5) деформативность и прочность скального материала блоков,
- 6) характер передаваемой на основание нагрузки (соотношение жесткостей сооружения и основания),
- 7) количество отдельных скальных блоков в пределах опорной площади сооружения

Исследования В. Мори и П. Хабиба [58] на фотопругих моделях горизонтально-слоистого основания, а также исследования Д. Крismanовича и С. Милича [52] на блочных гипсовых моделях с горизонтальным и вертикальным расположением сплошных трещин (контактов) показали, что картина распределения напряжений в слоистых и блочных средах существенно зависит от перечисленных выше параметров.

В лаборатории механики скальных пород отдела скальных оснований института Гидропроект под руководством автора были проведены исследования распределения напряжений и деформации в слоистых блочных основаниях, имитирующих натурную трещиноватую

скальную среду, при различных комбинациях определяющих параметров, основным из которых являлся угол наклона сплошной системы трещин к направлению приложенной нагрузки. Исследования выполняли на моделях, сложенных из гипсодиатомитовых плотно притертых друг к другу блоков прямоугольной формы со следующими основными характеристиками:

Модуль упругости E , кгс/см ²	55 000
Коэффициент Пуассона ν	0,2
Прочность на сжатие R_c , кгс/см ²	76
Прочность на сдвиг по контакту τ	0,67 σ

Деформативность трещиноватого скального основания. Модуль упругости материала блока, определенный на образцах, еще не характеризует деформативности блочного основания, которая в основном определяется

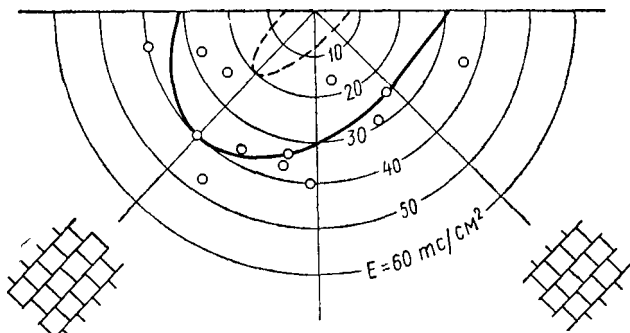


Рис. 71. Диаграмма зависимости динамических (сплошная линия) и статических (пунктирная линия) модулей упругости блочного массива от направления приложенной нагрузки относительно основных блокообразующих систем трещин (статические модули упругости определялись методом нагружения модели плоским штампом с использованием решения Фламана для упругой полуплоскости, а динамические модули определялись ультразвуковым методом)

деформативностью имеющих контактов между блоками и их взаимным расположением.

Максимальные значения модуля упругости, соответствующие минимальной деформативности среды, наблюдаются вдоль напластования, в то время как поперек напластования среда обладает наибольшей деформативностью и, следовательно, наименьшими модулями упругости (рис. 71).

Это различие в деформативности блочной среды в разных направлениях определяет характер картины деформированного состояния основания при приложении к нему нагрузки. На рис. 72, а представлена диаграмма равных вертикальных смещений косослоистой блочной

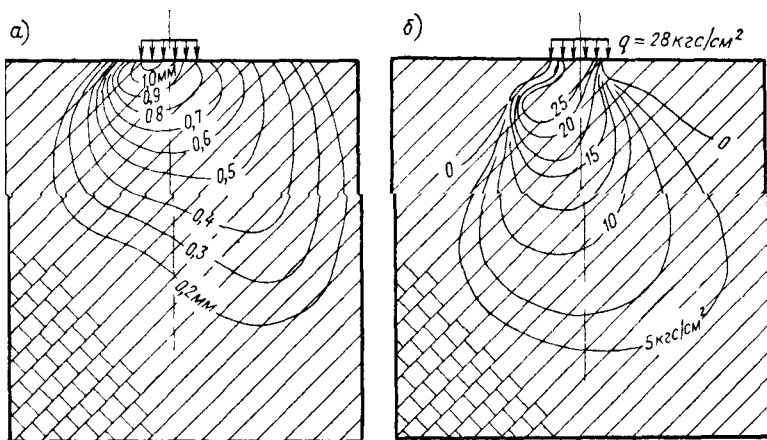


Рис 72 Нагружение косослоистой блочной среды гибким штампом под углом 45° к напластованию

а — диаграмма вертикальных смещений б — диаграмма вертикальных напряжений, вычисленных по диаграмме смещений

среды при нагружении ее гибким штампом под углом 45° к напластованию.

Изменение жесткости штампа оказывает существенное влияние на деформацию поверхности массива и приповерхностной зоны. Однако на глубине, равной двум ширинам штампа, это влияние практически уже не обнаруживается.

Картина напряженного состояния блочного основания. При анализе напряжений в слоистой блочной среде необходимо иметь в виду, что может рассматриваться интегральная картина распределения напряжений в основании «вообще» как в идеализированной сплошной среде, а также картина распределения напряжений в блоках, составляющих эту среду. Эти две картины напряжений, как правило, весьма отличаются одна от другой и тем больше, чем больше дискретность рассматриваемой среды (рис 73) [25]

Напряженное состояние основания определяется характером его деформированного состояния с учетом аннотированной деформативности. Зная модули упругости среды в заданном направлении и используя полученные диаграммы ее деформаций, можно вычислить осредненные или интегральные напряжения. На рис 72, б показана

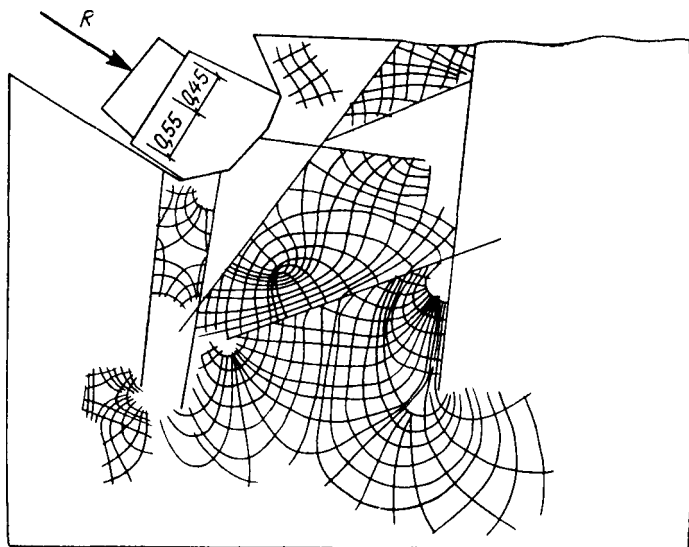


Рис 73 Характер распределения напряжений в фотоупругой модели блочного скального основания левобережного примыкания плотины Гранчарево (Югославия)

на диаграмма вертикальных напряжений в трещиноватом блочном основании, вычисленная по диаграмме смещений (см. рис. 72, а). Вполне логично, что эта диаграмма напряжений имеет вытянутую форму вдоль напластования, т. е. в направлении наибольшей жесткости блочной среды.

Картина напряжений в блоках скального основания. Эти напряжения можно измерить розетками тензодатчиков, вклеенными в тело блоков, составляющих скальное основание.

Распределение напряжений в блоках косослоистого скального основания при различных углах между направлением нагрузки и напластованием характеризует-

ся в общем случае наличием двух расходящихся потоков напряжений в направлении основных блокообразующих систем трещин, причем направление основного потока и глубина проникновения максимальных напряжений меняется с изменением величины угла между направлением нагружения и напластованием. Чем меньше

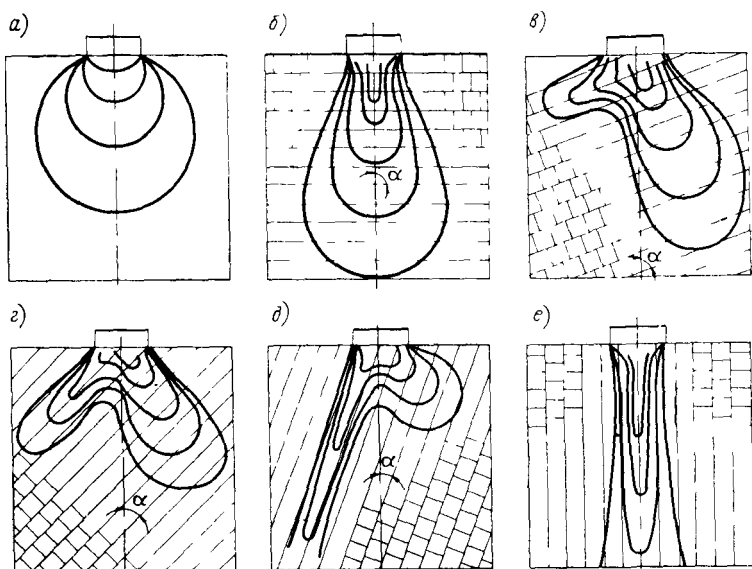


Рис. 74. Эволюция эпюры максимальных сжимающих напряжений в слоистом блочном основании при изменении угла α между направлением нагрузки и напластованием

a — однородная среда; b — $\alpha=90^\circ$, $в$ — $\alpha=60^\circ$, $г$ — $\alpha=45^\circ$, $д$ — $\alpha=30^\circ$, $е$ — $\alpha=0^\circ$

угол, образуемый направлением нагрузки с плоскостью напластования скального массива, тем глубже проникают напряжения, вызванные действием этой нагрузки. Это объясняется незначительной распределяющей способностью массива в направлении напластования.

Эволюция эпюры максимальных сжимающих напряжений в слоистом блочном основании, очевидно, происходит так, как показано на рис. 74 [40]. При горизонтально ориентированных слоях, когда направление нагрузки нормально к напластованию, эпюра напряжений имеет форму, вытянутую поперек напластования. При

повороте слоев и уменьшении угла между направлением нагрузки и напластованием часть усилий начинает передаваться на «торцы» слоев, которые все больше вовлекаются в работу на сжатие, чем и объясняется раздвоение картины напряжений. При угле между направлением нагрузки и напластованием 45° , когда, казалось бы, возможности для распределения нагрузки между обоими направлениями равновероятны, основная часть напряжений отклоняется все же поперек напластования, что объясняется распределяющими свойствами блочной среды (рис. 74, з). С дальнейшим поворотом слоев величина и глубина проникновения эпюры напряжений поперек напластования уменьшаются и соответственно увеличивается часть эпюры, направленной вдоль напластования. В предельном случае, когда пласты окажутся в вертикальном положении и составят нулевой угол с направлением нагрузки, все усилия передадутся на торцы пластов, и мы вновь получим весьма вытянутую эпюру напряжений в пластах, работающих как столбы или, вернее, сваи, передающие, в свою очередь, воспринимаемую ими нагрузку через контактные поверхности на соседние пласты скального массива.

Весьма важным фактом является обнаруженный в исследованиях эффект возрастания напряжений в центральных блоках, расположенных непосредственно под штампом. Особенно ярко этот эффект проявляется под гибким штампом, где напряжения в центре под штампом могут в 1,5—3 раза превышать приложенные нагрузки. Наибольшей величины эти напряжения достигают при нагружении массива нормально к напластованию и практически отсутствуют при нагружении его вдоль напластования.

Вторым весьма существенным моментом является наличие в основании довольно обширной зоны, где одно из главных напряжений, действующих в блоке, будет растягивающим. Несмотря на то что блочная среда не может воспринять растягивающих усилий, в отдельных блоках этого основания могут возникнуть значительные растягивающие напряжения, что объясняется перекосами и защемлениями блоков при деформировании массива.

Масштабный эффект при определении деформативности дискретной блочной среды. Одним из самых распространенных методов определения деформативных харак-

тёрстик скального массива является метод нагружения штампом. Однако, принимая во внимание, что скальный массив, как правило, не является однородным линейно-упругим континуумом, а чаще представляет собой анизотропную дискретную среду, состоящую из блоков определенного размера, есть основания предполагать, что деформируемость такого массива будет зависеть от относительного размера загружаемой площади, или, иными словами, от соотношения размеров штампа и скальных блоков, слагающих массив. Это явление получило название масштабного эффекта.

Стремление снизить влияние масштабного эффекта при проведении полевых испытаний штампами для оценки деформативности скального основания того или иного сооружения привело к увеличению размеров штампов, что, в свою очередь, привело к необходимости приложения к ним огромных усилий и наряду с усложнением и утяжелением оборудования вызвало значительное удорожание эксперимента. Однако даже увеличение размеров штампов с 1 до 2 или 3 м² не решает проблемы, так как площадь опорной поверхности пяты сооружения в десятки раз превышает те площади, которые практически можно загрузить при проведении полевых исследований.

Наиболее рациональным методом изучения этого явления следует признать метод моделирования, позволяющий воспроизвести на модели различные соотношения между шириной штампа и размером блока основания.

Исследования на гипсодиазомитовых моделях, проведенные под руководством автора, для соотношений ширины штампа к размеру блока от 1 до 28 показали, что в трещиноватой блочной среде напряжения и деформации под штампом не распространяются бесконечно глубоко, как следует из решений теории упругости, а концентрируются в верхней части основания, весьма ограниченной по глубине.

Модули деформации блочной среды, вычисленные по зависимостям теории упругости, различны для различных размеров штампа, что свидетельствует о наличии масштабного эффекта. Наиболее сильно влияние масштабного эффекта сказывается при относительно небольших размерах штампа ($b/a_{бл} < 10$), причем при очень малых размерах штампа ($b/a_{бл} < 1$) получаются

очень высокие значения модулей, которые резко падают с увеличением $b/a_{бл}$. При $b/a_{бл} = 2 \div 4$ наблюдаются минимальные значения модулей, а при дальнейшем возрастании ширины штампа модули несколько увеличиваются, постепенно стабилизируясь по величине.

Уравнения теории упругости, используемые для вывода формул Фламана или Буссинеска, предусматривают линейную зависимость осадки штампа от приложенной нагрузки. При испытании трещиноватой блочной среды эта линейная зависимость не всегда наблюдается, что и приводит к искажению получаемых результатов, а также появлению так называемого масштабного эффекта. Кроме того, возникает вопрос в правомерности использования уравнений теории упругости для вычисления модуля деформации (упругости) при отсутствии линейной зависимости между осадками и напряжениями.

Следует, однако, иметь в виду, что определенные таким образом модули деформации, хотя и представляются недостаточно обоснованными с теоретической точки зрения, позволяют оценить реальные смещения, которые будут происходить в подошве сооружения, что при проектировании таких сооружений, как арочные плотины, имеет исключительное значение.

5. Примеры изучения напряженно-деформированного состояния скальных оснований гидротехнических сооружений

Первые геомеханические модели, воспроизводящие структуру реального скального основания гидротехнических сооружений, были выполнены для изучения оснований высоких арочных плотин. Это объясняется тем, что, во-первых, высокие арочные плотины передают на скальное основание огромные нагрузки и, во-вторых, их поведение под нагрузкой в значительной степени определяется податливостью и деформируемостью скальных примыканий.

Основной целью этих исследований было определение деформаций и смещений блоков скального основания, а также характера его разрушения при испытании на предельную нагрузку.

Одно из первых достаточно сложных и интересных исследований было осуществлено М. Панчини в 1960 г. в Экспериментальном институте моделей и сооружений

в Бергамо (Италия). Им изучалось поведение скальных примыканий арочной плотины Вайонт высотой 262 м на модели, выполненной в геометрическом масштабе $\lambda=85$.

Для воспроизведения трех основных систем трещин модель скального основания была сложена из 3200 призматических блоков размером $16,4 \times 14 \times 9$ см. Блоки были изготовлены из смеси гипса, сажи и барита с водой и имели модуль упругости 7000 кгс/см^2 , соответствующий модулю упругости реальной скалы в масштабе $\xi=85$. Контактные поверхности блоков были выполнены таким образом, чтобы воспроизвести соответствующие прочности на сдвиг: одни из них были склеены составом, у которого прочность на срез равнялась 25% прочности на срез основного материала блока, а другие имели нулевое сцепление и углы трения 30 и 45°.

Нагружение модели осуществлялось жидкостями различной плотности. Разрушение ее произошло при использовании жидкости с объемным весом $1,5 \text{ т/м}^3$.

Второй интересной моделью была модель плотины Куробе (Япония), выполненная в масштабе $\lambda=100$ при $\xi=50$ и $\rho=0,5$. Для соблюдения указанного масштаба объемных весов модель была изготовлена из гипса с содержанием свинцового глета, железа и магнетита.

На моделях были воспроизведены системы крупных трещин, пересекавших створ плотины и имевших весьма низкие углы внутреннего трения (около 8—10°).

При изучении деформируемости модели скального основания плотины была воспроизведена гидростатическая нагрузка на верхнюю грань плотины и борта водохранилища, а также гидростатическое давление на цементационную завесу и в зоне трещины на правом берегу между верхним бьефом и дренажной завесой. Загружение осуществлялось хлористым цинком ($\gamma=2 \text{ тс/м}^3$) и суспензией баритовой пудры в хлористом цинке ($\gamma=2,6 \text{ тс/м}^3$). Измерялись деформации и смещения плотины и скального основания. Эти смещения в направлении течения составили величину порядка 50 мм, а поперек створа в направлении правого берега — 5 мм [63].

Аналогичное исследование, но без воспроизведения трещин в скальном основании, а лишь с воспроизведением зон с различной деформативностью, было осуществлено под руководством автора в 1962—1963 гг. в институте Гидроэнергопроект в Москве. Изучалось напряженно-

деформированное состояние арочной плотины Видрару (Румыния) высотой 164 м и ее скального основания, представленного достаточно однородными и прочными гранитогнейсами без видимых трещин и нарушений. Однако модули упругости слагающих створ пород составляли 135 тс/см^2 для средней и нижней трети левого берега и нижней трети правого берега, 200 тс/см^2 для средней и верхней трети правого берега и 100 тс/см^2 для верхней трети левого берега.

Вначале было осуществлено испытание упругой модели из вальцмассы в масштабе $\lambda=250$, а затем была изготовлена модель из гипсопесчаной смеси в масштабе $\lambda=150$, на которой в масштабе $\zeta=10,5$ были воспроизведены модули всех трех зон скального основания. В процессе исследования поведения плотины под нагрузкой изучались также напряжения в скальном основании на различной глубине под пятой плотины.

Для определения коэффициента запаса прочности и установления характера разрушения плотины нагрузка на модель была доведена до разрушающей. Первые трещины в теле плотины появились на верхних отметках правобережного примыкания, где основание имело наибольший модуль упругости, а следовательно, и наибольшую жесткость. Отсюда и началось разрушение плотины.

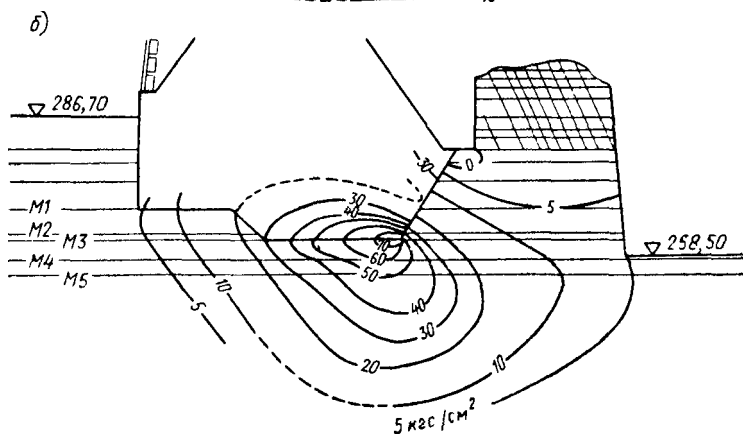
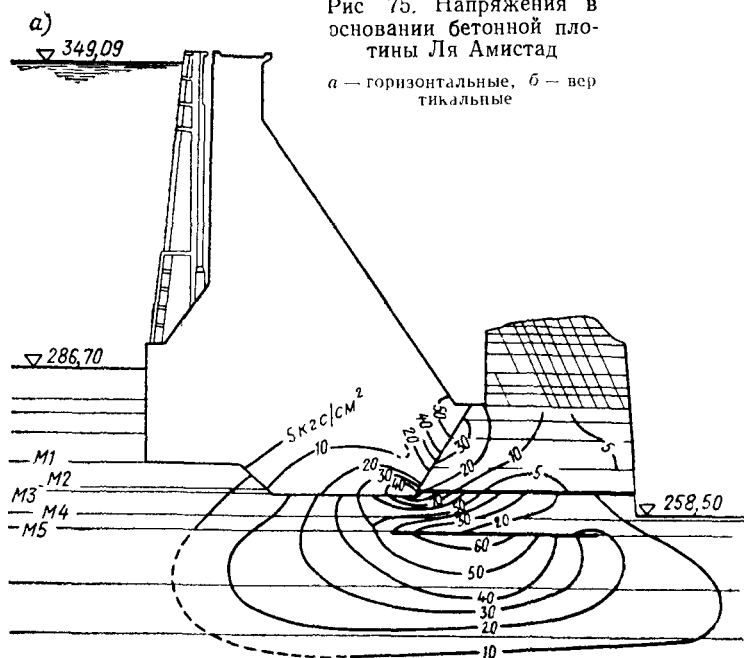
В 1966 г. в Министерстве гидравлических ресурсов Мексики под руководством автора было проведено исследование поведения скального массива в основании гравитационной бетонной плотины Ля Амистад (Мексика — США) [4, 36]. Скальное основание этой плотины представлено горизонтальными пластами известняка с прослойками глинистого сланца (рис. 75), причем две из этих прослоек (М2 и М5) выполнены мягкой монтмориллонитовой глиной.

Основными задачами исследования были: а) изучение устойчивости скального основания; б) определение распределения напряжений в скальном основании; в) исследование деформаций и смещений скального основания; г) определение коэффициента запаса прочности сооружения и его скального основания.

Модель в геометрическом масштабе $\lambda=100$ была изготовлена из гипсопесчаной смеси, а прослойки глинистого материала выполнялись из специального состава

Рис 75. Напряжения в
основании бетонной пло-
тины Ля Амистад

а — горизонтальные, б — вер-
тикальные



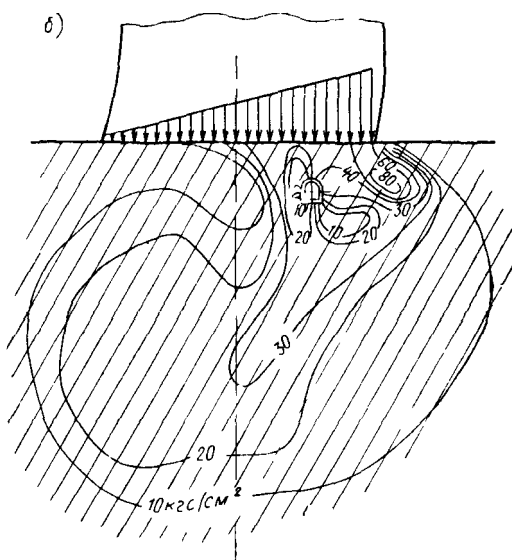
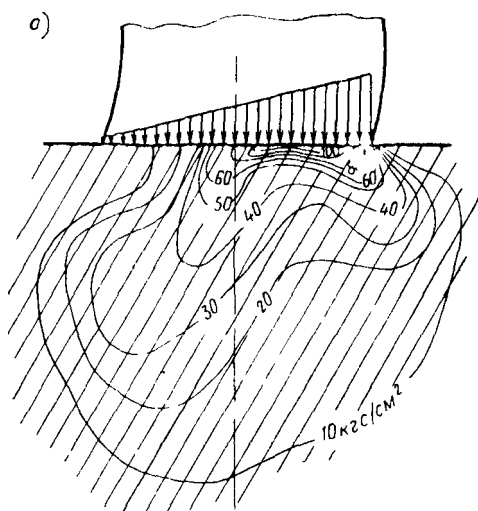


Рис. 76. Диаграммы главного сжимающего напряжения в блоках скального основания плотины Ингури ГЭС при отсутствии цементационной штольни (а) и при ее наличии (б)

(канифоль, парафин, мелкий песок и глицерин), который имел необходимые прочностные характеристики.

Слоистость скального основания обусловила достаточно сложную картину распределения напряжений в основании (см. рис. 75), причем в глинистых прослойках были обнаружены зоны, где материал находился в предельном состоянии.

Когда суммарная нагрузка превысила в три раза эксплуатационную, массив сместился по прослойке М2 и появилась первая трещина в теле плотины; разрушение модели произошло при четырехкратной перегрузке, причем не по прослойке М2, а по слою М4 под подошвой плотины [36].

Большой комплекс исследований на геомеханических моделях был проведен для обоснования технического проекта арочной плотины Ингури ГЭС высотой 271 м. Основными задачами этого исследования были: а) изучение деформативности основания; б) определение глубины и формы активной зоны в примыканиях плотины при различных углах между направлением равнодействующей и напластованием; в) выявление влияния штолен на картину напряженного состояния скального основания; г) определение напряженно-деформированного состояния скального основания в зоне правобережного тектонического разлома; д) установление общего поведения и устойчивости скального основания плотины под нагрузкой.

На рис. 76 приведены диаграммы главного сжимающего напряжения σ_2 в блоках скального основания арочной плотины Ингури ГЭС для гипотетического случая полного возведения плотины и опорожненного водохранилища при отсутствии цементационной штольни в основании и при ее наличии. Как видно из сопоставления этих диаграмм, цементационная штольня с бетонной обделкой соответствующей жесткости вносит значительное возмущение в картину напряженного состояния скального основания, являясь своеобразным концентратором напряжений.

ЛИТЕРАТУРА

- 1 Безухов Н Т Основы теории упругости, пластичности и ползучести М, «Высшая школа», 1961
- 2 Газиев Э Г Методика определения закономерности распределения горного давления в туннелях Сб трудов Первой закавказской конференции геологических институтов Академий Наук Изд АН АрмССР, Ереван, 1959
- 3 Газиев Э Г Методика определения упругих характеристик горных пород в натурных условиях «Гидротехническое строительство», 1961, № 7
- 4 Газиев Э Г Модельные исследования скального основания бетонной плотины ГЭС Ля Амистад (Мексика — США) Сб «Энергетическое строительство за рубежом», № 1 (36), 1968
- 5 Газиев Э Г, Крылов А Е Естественные напряжения в скальном основании арочной плотины Ингури ГЭС Третий семинар по измерению напряжений в массиве горных пород Новосибирск, 1971
- 6 Евдокимов П Д, Сапегин Д Д Прочность, сопротивление сдвигу и деформируемость оснований сооружений на скальных породах М — Л, «Энергия», 1964
- 7 Ильницкая Е И, Тедер Р И, Ватолин Е С, Кунтыш М Ф Свойства горных пород и методы их определения М, «Недра», 1969
- 8 Ильштейн А М Закономерности проявлений горного давления М, Углетехиздат, 1958
- 9 Кандауров И И Механика зернистых сред и ее применение в строительстве Л, Стройиздат, 1966
- 10 Маскет М Течение однородных жидкостей в пористой среде Л, Гостоптехиздат, 1949
- 11 Молоков Л А, Газиев Э Г Новое в методах изысканий для гидротехнического строительства Сб «Энергетическое строительство», № 1, 1972
- 12 Мостков В М Строительство подземных сооружений большого сечения М, Госгортехиздат, 1963
- 13 Мухелишвили Н И Некоторые основные задачи математической теории упругости М, «Наука», 1966
- 14 Нейштадт Л И Методы геологического изучения трещиноватости горных пород при инженерно геологических исследованиях М, Госэнергоиздат, 1957
- 15 Протодяконов М М Давление горных пород и рудничное крепление Гостехиздат, 1930
- 16 Рац М В, Чернышев С Н Трещиноватость и свойства трещиноватых горных пород М, «Недра», 1970
- 17 Роза С А, Зеленский Б. Д Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений М, «Энергия», 1967

18 Савич А И, Контев В И, Никитин В И, Яценко З Г Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород М, «Недра», 1969

19 Сапегин Д Д, Карпов И М Определение характеристик деформируемости трещиноватого скального массива, рассматриваемого как среда блочного строения Сб «Известия ВНИИГ», т 89, 1969

20 Тимошенко С П Сопротивление материалов, т II М, «Наука», 1965

21 Цытович Н А Механика грунтов М, Госстройиздат, 1951

22 Absi E Etude de problemes particuliers Annales de l'ITBTP, № 265, Paris, 1970

23 Bernaix J Etude geotechnique de la roche de Malpasset Dunod, Paris, 1967

24 Bernaix J La mesure de la resistance des roches Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo, 1967

25 Brčić V, Nešović M Photoelastic investigations of discontinuous rocks Second Congress of the ISRM, Beograd, 1970

26 Coates D F, Gyenge M Plate-load testing on rock for deformation and strength properties Testing Techniques for Rock Mechanics, ASTM, 1966

27 Diem I, Wisser E Sicherung und Verhalten des Felshohraumes der Maschinkaverne Österreichische Zeitschrift für Electrizitätswirtschaft, Heft 7, Wien, 1970

28 Dodds K Rock movement along fractures during failure First Congress of the ISRM, 6—1, Lisboa, 1966

29 Dondici Ruiz M, Pires de Camargo F A large scale field shear test on rock First Congress of the ISRM, 3—4, Lisboa, 1966

30 Emery C L Strain energy in rocks State of stress in the Earth's crust, Santa Monica, California, 1963

31 Essais et calculs de mecanique des roches appliques a l'etude de la securite des appuis d'un barrage voute Exemple de Vouglans Neuvième Congrès des Grands Barrages, Q 32, R 49, Istamboul, 1967

32 Evdokimov P D, Sapegin D D A large-scale field shear test on rock Second Congress of the ISRM, 3—17, Beograd, 1970

33 Franklin J A Triaxial strength of rock materials Rock Mechanics, vol 3, № 2, Wien, 1971

34 Fumagalli E Modèles geomécaniques des reservoirs artificiels Matériaux, Technique d'essais, Exemples de reproduction sur modèles Symposium on concrete dam models, Lisboa, 1963

35 Garcia Yague A La prospection geophysique et l'etude des massifs rocheux Apports et problemes Premier Congrès de la SIMR, 1—2 Lisboa, 1966

36 Gaziev E, Heredia L, Castillo M, Heredia M, Lozoya J Estudio de uno de los monolitos en la presa La Amistad Ingeniería Hidráulica en Mexico, vol 21, № 4, 1967

37 Gaziev E Presión de roca en tuneles Metodo experimental de investigación in-situ, Ingeniería, UNAM, vol 38, № 1, México, 1968

38 Gaziev E Algunos aspectos de mecánica de rocas en la ingeniería civil UNAM, Mexico, 1970

39 Gaziev E Method of determination of rock pressure in tunnels Second Congress of the ISRM, 4—64, Beograd, 1970

- 40 Gaziev E, Erlikhman S Stresses and strains in anisotropic rock foundation Model studies Rock Fracture, Symposium of the ISRM, II 1, Nancy, France, 1971
- 41 Greenspan M Effect of a small hole on the stress in a uniformly loaded plate Quarterly Applied Mathematics, № 2, 1944
- 42 Guerrero y Torres J, Casales Lattuada V, Wulf Kerber G Resistencia tensional del concreto VII Congreso Nacional de Ingenieria Civil, Mexico, 1967
- 43 Hartmann B F Rock mechanics instrumentation for tunnel construction, Terrametrics, Colorado, 1966
- 44 Hawkes I, Mellor M Uniaxial testing in rock mechanics laboratories Engineering Geology, vol 4, № 3, Amsterdam, 1970
- 45 Heller S R, Brock J S, Bart R The stresses around a rectangular opening with rounded corners in a uniformly loaded plate Third U S National Congress of Applied Mechanics, 11—14 June, 1958
- 46 Hiramadzu Y, Oka Y Disk test, ring test, rectangular plate test and irregular specimen test for determining the tensile strength of rocks Second Congress of the ISRM, 3—29, Beograd, 1970
- 47 Hoek E, Bieniawski Z T Fracture propagation mechanism in hard rock First Congress of the ISRM, 3—2, Lisboa, 1966
- 48 International Conference on state of stress in the Earth's crust Memorandum RM—3583 May, Santa Monica, 1963
- 49 Jimenez Salas, Uriel S Some recent rock mechanics testings in Spain VII Congress on Large Dams, Edinburgh, 1963
- 50 John K W Graphical stability analysis of slopes in jointed rock Proceedings of the ASCE, SM2 1968, SM6, 1969
- 51 Kirsch Ch Die Theorie der Elastizitat und die Bedurfnisse der Festigkeitslehre Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Band 42, № 29, Berlin 1898
- 52 Krstjanovic D, Milic S Model experiments on pressure distribution in some cases of discontinuum Gelsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum 1, XIV, Wien, 1964
- 53 Kujundzic B Anisotropie des massifs rocheux Fourth International Conference on Soil Mechanics, 5/5, 1957, London
- 54 Londe P, Sabarly F La distribution des permeabilites dans la fondation des barrages voutes en fonction du champ de contrainte Premier Congrès de la SIMR, 86, Lisboa, 1966
- 55 Londe P Stabilité des massifs rocheux Annales de l'ITBTP, № 251, Paris, 1968
- 56 Londe P, Vigier G, Vormeringer R Stability of rock slopes, a three—dimensional study Proc ASCE, SM1, 1969
- 57 Lundborg N Triaxial shear strength of some swedish rocks and ores First Congress of the ISRM, 3—3, Lisboa, 1966
- 58 Maury V, Habib P Etude de distributions des contraintes en milieux discontinus Revue de l'Industrie Minerale, vol 49, № 8, Paris, 1967
- 59 McClintock F A, Walsh J Friction on Griffith's cracks in rock under pressure U S National Congress on Applied Mechanics, Berkeley, California, 1962
- 60 Mindlin R D Stress distribution around tunnel Proceedings of the ASCE, April, 1939
- 61 Oberst L Determination of stress in rock ASTM, STP, № 429, Philadelphia, 1967

62 Obert L, Duvall W 1 Rock mechanics and design of structures in rock John Wiley & Sons, New York, Sydney, 1967

63 Oberti G, Fumagalli E Proprietes physico-mecaniques des roches d'appui aux grands barrages et leur influence statique documentee par les modeles ISMES, № 23, Bergamo (Italy), 1964

64 Pancini M Results of the first series of tests performed on a model reproducing the actual structure of the abutment rock of the Vajont dam Geologie und Bauwesen № 3—4, Wien, 1962

65 Peña H, Grador J, Barbedette R, Pautre A Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du Rapel (Chili) Dixieme Congres des Grands Barrages, Montreal, 1970

66 Raphael Jerome M Properties of plaster—celite mixtures for models Symposium on Concrete Dam Models, Paper, № 15, October, LNEC, Lisboa, 1963

67 Rocha M Conditions de similitude dans l'etude sur modeles de problemes de mecanique du sol Annales de l'ITBTP, № 86, Paris, 1955

68 Rocha M, Baptista Lopes J, Neves de Silva J A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stress inside rock masses First Congress of the ISRM, 4—10, Lisboa, 1966

69 Rocha M Rock mechanics in Portugal LNEC, Memoria № 299, Lisboa, 1967

70 Rocha M, Silverio A Determination of the state of stress in rock masses Geotechnique, vol 19, № 1, London, 1969

71 Serafim J L Internal stresses in galleries VII Congress on Large Dams, Q 25, Rome, 1961

72 Serafim J L Influence of interstitial water on the behaviour of rock masses University of Wales Swansea, USA, 1967

73 Serafim J L, Guerrero M Q, del Campo A, Urena R Aspects of the percolation of water under concrete dams and of the deformation of rock foundations IX Congress on Large Dams, Istanbul, 1967

74 Silverman I K Behaviour of materials and theories of failure Quarterly Colorado School of Mines, vol 52, № 3, 1957

75 Stagg K G, Zienkiewicz O C Rock mechanics in engineering practice John Wiley & Sons, London, New York, Sydney, 1968

76 Szechy K The art of tunneling Akademiai Kiado, Budapest, 1966

77 Takano M Rupture studies on arch dam foundation by means of models Geologie und Bauwesen, № 3, Wien, 1961

78 Ter Minassian W, Sabarly F, Londe P Comment proteger les barrages voutes contre la pression de l'eau dans les ap, puis IX Congres des Grands Barrages, Istamboul, 1967

79 Terzaghi K Measurement of stress in rock Geotechnique, vol 17, № 1, London 1967

80 Wilson A H A laboratory investigation of a high modulus borehole plug gage for the measurement of rock stress IV Symposium on Rock Mechanics The Pennsylvania State University, № 76 USA 1961

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр
Введение	3
Глава I Основные характеристики скальных пород	5
1 Естественная трещиноватость	5
2 Прочность на сжатие	8
3 Прочность на растяжение	15
4 Прочность на сдвиг (срез)	21
5 Теории прочности	33
6 Деформативность скальных пород	51
7 Водопроницаемость скальных пород	71
8 Естественное напряженное состояние скального массива	84
9 Подверженность скальных пород разрушению под воздействием атмосферных факторов	93
Глава II Устойчивость скальных откосов	95
1 Основные представления	95
2 Общие положения расчета устойчивости	98
3 Плоская задача расчета устойчивости скального откоса	100
4 Пространственная задача расчета устойчивости скального откоса	111
Глава III Горное давление	117
1 Существующие проблемы	117
2 Напряжения в скальном массиве вокруг одиночных выработок	118
3 Определенные величины горного давления	126
4 Некоторые методы изучения поведения скальной породы вокруг горной выработки	140
Глава IV Исследование проблем механики скальных пород методом моделирования	148
1 Постановка задачи	148
2 Теория подобия	150
3 Выбор материалов для моделирования	156
4 Напряжения и деформации в скальном трещиноватом аннотированном основании	160
5 Примеры изучения напряженно деформированного состояния скальных оснований гидротехнических сооружений	167
Литература	173