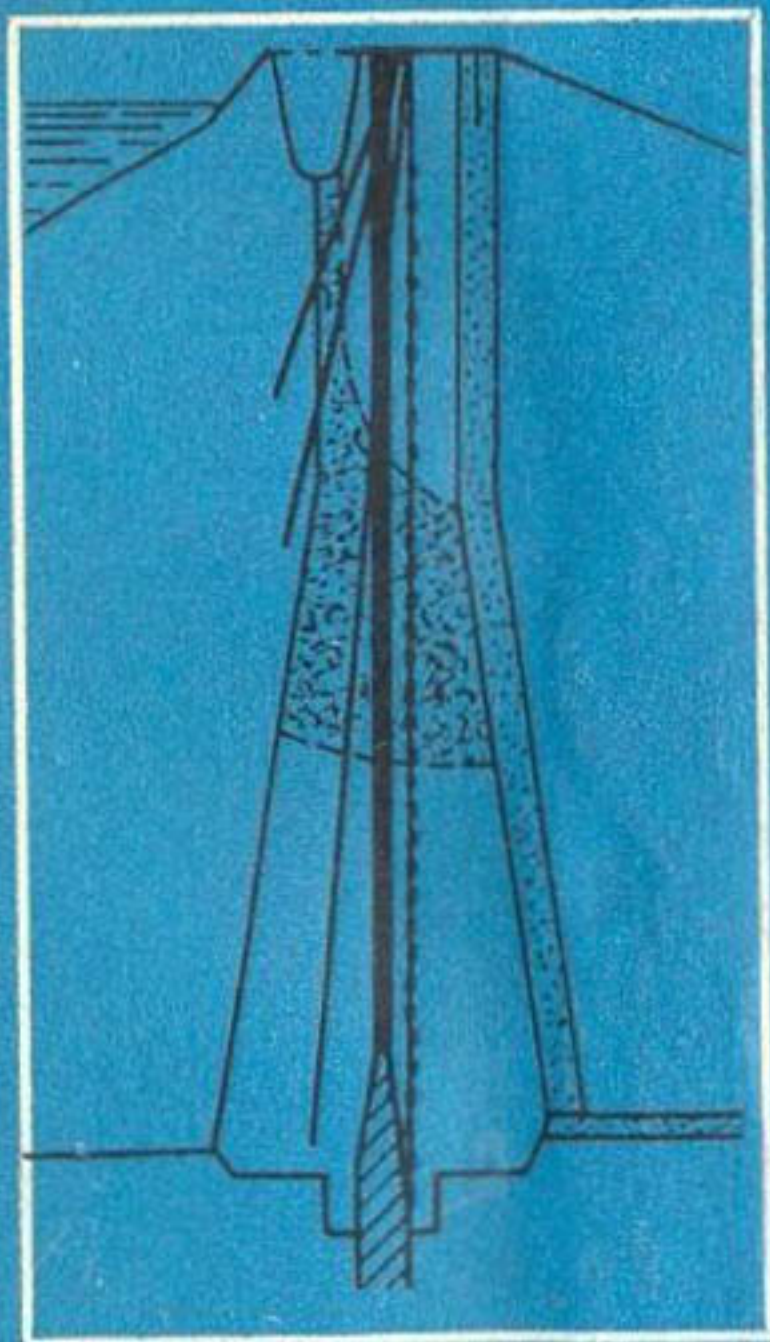


А. И. Тейтельбаум
В. Г. Мельник
В. А. Саввина

ТРЕЩИНО- ОБРАЗОВАНИЕ В ЯДРАХ И ЭКРАНАХ КАМЕННО- ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН



СТРОЙИЗДАТ

А. И. Тейтельбаум
В. Г. Мельник
В. А. Саввина

ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ В ЯДРАХ И ЭКРАНАХ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН



МОСКВА
СТРОИИЗДАТ
1975

Печатается по решению секции литературы по инженерному оборудованию редакционного совета Стройиздата от 23 ноября 1972 г.

Тейтельбаум А. И., Мельник В. Г., Саввина В. А. Трещинообразование в ядрах и экранах каменно-земляных плотин. М., Стройиздат, 1975. 166 с.

В книге на основе анализа данных натурных наблюдений, результатов определения напряженно-деформированного состояния плотин, прочностных и деформативных свойств связных грунтов изложены основные взгляды на трещинообразование в ядрах и экранах каменно-земляных плотин, установлены причины образования трещин, рассмотрены методы прогноза трещинообразования, приведены способы определения параметров трещин, а также рекомендуемые меры по предотвращению и ликвидации трещин.

Книга предназначена для научных работников и инженеров-проектировщиков, занимающихся вопросами исследований, проектирования, расчета и строительства плотин из местных материалов.

Табл. 9, рис. 75, список лит.: 78 назв.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проблема трещинообразования в глинистых ядрах и экранах каменно-земляных плотин является одной из важнейших при обосновании надежности работы проектируемых сооружений такого типа.

Очевидно, что почти все виды разрушения каменно-земляных плотин (потеря устойчивости сткосов, нарушение целостности противофильтрационных устройств и др.) связаны с первоначальным появлением тех или иных трещин, являющихся следствием неравномерных деформаций элементов плотины в результате статических и сейсмических воздействий на сооружение, расположенное в сложных геологических, топографических и климатических условиях, выполненное из материалов различного качества, и т. п.

В последние годы в довольно широких масштабах проводились наблюдения за процессом образования трещин на построенных каменно-земляных плотинах. В то же время до настоящего момента нет единых взглядов как на причины появления трещин, так и на методы их прогноза, предотвращения и ликвидации.

Учитывая безусловную важность этой проблемы, специальный международный комитет по земляным и каменно-земляным плотинам в 1967 г. поставил ее в число первоочередных, требующих своего разрешения, и призвал к разработке новых методов оценки трещинообразования.

В последние годы как в СССР (Д. М. Тартаковский и И. М. Васильев, А. А. Ничипорович, М. Долежалова, Ю. И. Сватеев, В. И. Щербина, Я. Л. Коган и др.), так и за рубежом (Н. Шерард, Г. Леонардс, Ж. Биарез и др.)

проведен ряд исследований, направленных на изучение указанной проблемы, и в настоящее время достигнуты определенные результаты.

Следует отметить заслуги проф. А. А. Ничипорovicha — инициатора проведения ряда рассматриваемых в данной книге исследований.

Данная работа является, по существу, первой попыткой обобщения результатов исследований, посвященных вопросам трещинообразования. Цель этой работы — показать, в каких случаях и каким образом следует проводить оценку возможного трещинообразования в ядрах и экранах плотин и какие меры могут быть приняты для предотвращения или ликвидации такого трещинообразования. Соответственно на базе анализа данных натурных наблюдений, результатов теоретических и экспериментальных исследований формулируются основные закономерности в поведении грунтовых ядер и экранов плотин, предлагаются способы прогноза появления трещин и оценки их параметров, а также излагаются основные требования к проектированию, направленные на предотвращение трещинообразования.

Авторы надеются, что данная книга в известной мере восполнит существующий пробел в изучении и решении указанной проблемы, а высказанные в ней предложения будут способствовать более обоснованному и надежному проектированию глинистых ядер и экранов каменно-земляных плотин.

Авторы глубоко признательны рецензенту проф. П. Л. Иванову за сделанные им ценные замечания, направленные на улучшение содержания книги и устранение ряда недостатков.

Авторы приносят благодарность сотрудникам лаборатории гидротехнических сооружений ВНИИ ВОДГЕО Н. Н. Розанову, И. Н. Шевченко, Ф. Ш. Бочлину, Е. Е. Тарабриной и Л. М. Журковой за помощь при подготовке рукописи к печати.

Глава I

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ЯДЕР И ЭКРАНОВ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН И ПРИЧИНЫ ВОЗНИКНОВЕНИЯ В НИХ ТРЕЩИН

1. АНАЛИЗ ДАННЫХ НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ ПЛОТИН И ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕМ

Данные натурных наблюдений являются, с одной стороны, исходным материалом, по которому можно судить о поведении сооружения в процессе строительства и эксплуатации, своевременно обнаружить нежелательные нарушения и принять меры для их ликвидации, и, с другой стороны, они служат критерием правильности принятых расчетных схем и предпосылок при оценке прочности и устойчивости сооружения.

Опубликованные в последние годы данные обширных натурных наблюдений за рядом каменно-земляных плотин с ядрами и экранами — Гепач (Австрия), Инфернильо, Нетцахуалкойотл (Мексика), Гешенеральп (Швейцария), Оровилл (США) и др. [31, 70] — позволили сделать анализ работы этих сооружений и установить основные закономерности изменения их напряженно-деформированного состояния и, в частности, тенденций, способствующих возникновению трещин в противофильтрационных элементах.

В табл. I.1 приведен перечень известных в литературе [70, 73] случаев возникновения трещин в плотинах из местных материалов с ядрами и экранами, дана краткая характеристика типа плотины, основания, материала ядра или экрана, основных видов деформаций и трещин, предполагаемых причин трещинообразования и принятых мер по ремонту сооружения.

На рис. I.1—I.3 представлены результаты натурных наблюдений за распределением горизонтальных перемещений и относительных деформаций на гребне ядер в продольном сечении плотин. Легко заметить, что в бортовых примыканиях плотин, особенно расположенных в

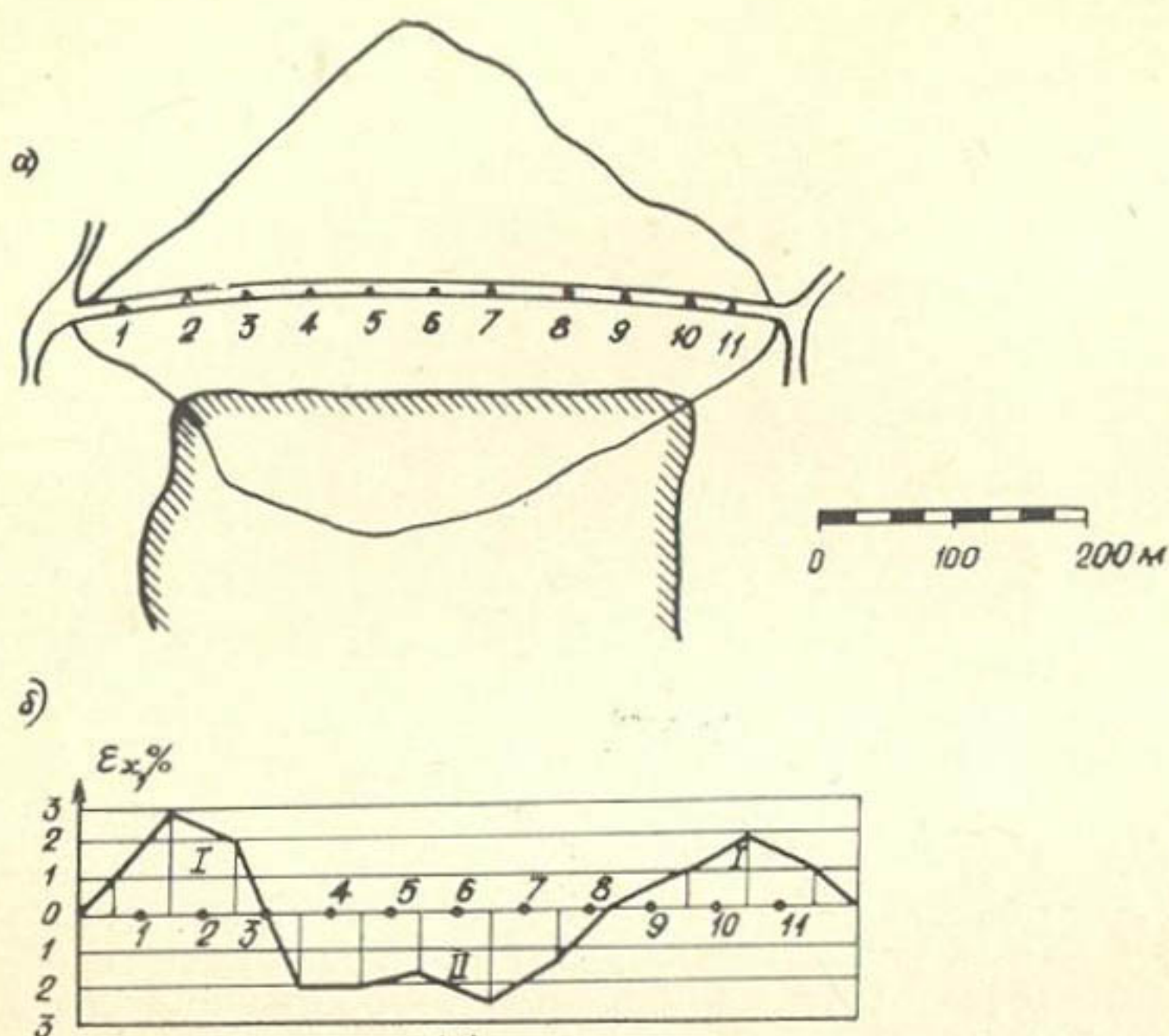


Рис 1.1. Схематичный план плотины Гепач (а) и график относительных продольных деформаций гребня (б)

I — зона растяжения; *II* — зона сжатия; *I* — *II* — номера марок на гребне

достаточно узких ущельях или каньонах с крутыми бор-
тами, появляются зоны растяжения на гребне, в которых
может происходить разрыв глинистого материала с обра-
зованием открытых трещин. На основании анализа этих
данных можно сделать вывод, что трещины являются за-
кономерным следствием неравномерных деформаций
элементов плотин, возникновения зон предельного состо-
яния, областей растяжения и сдвига. Изменение дефор-
мированного состояния плотин обуславливается различ-
ными факторами: недоуплотнением материалов противо-
фильтрационных устройств и упорных призм, интенсив-
ной осадкой сжимаемого основания при возведении на
нем плотины, значительными просадками материалов
упорных призм при наполнении водохранилища, сейсми-
ческими воздействиями и т. п. Влияние этих факторов
проявляется в различной степени в зависимости от кон-
струкции плотины и противофильтрационного устройства,

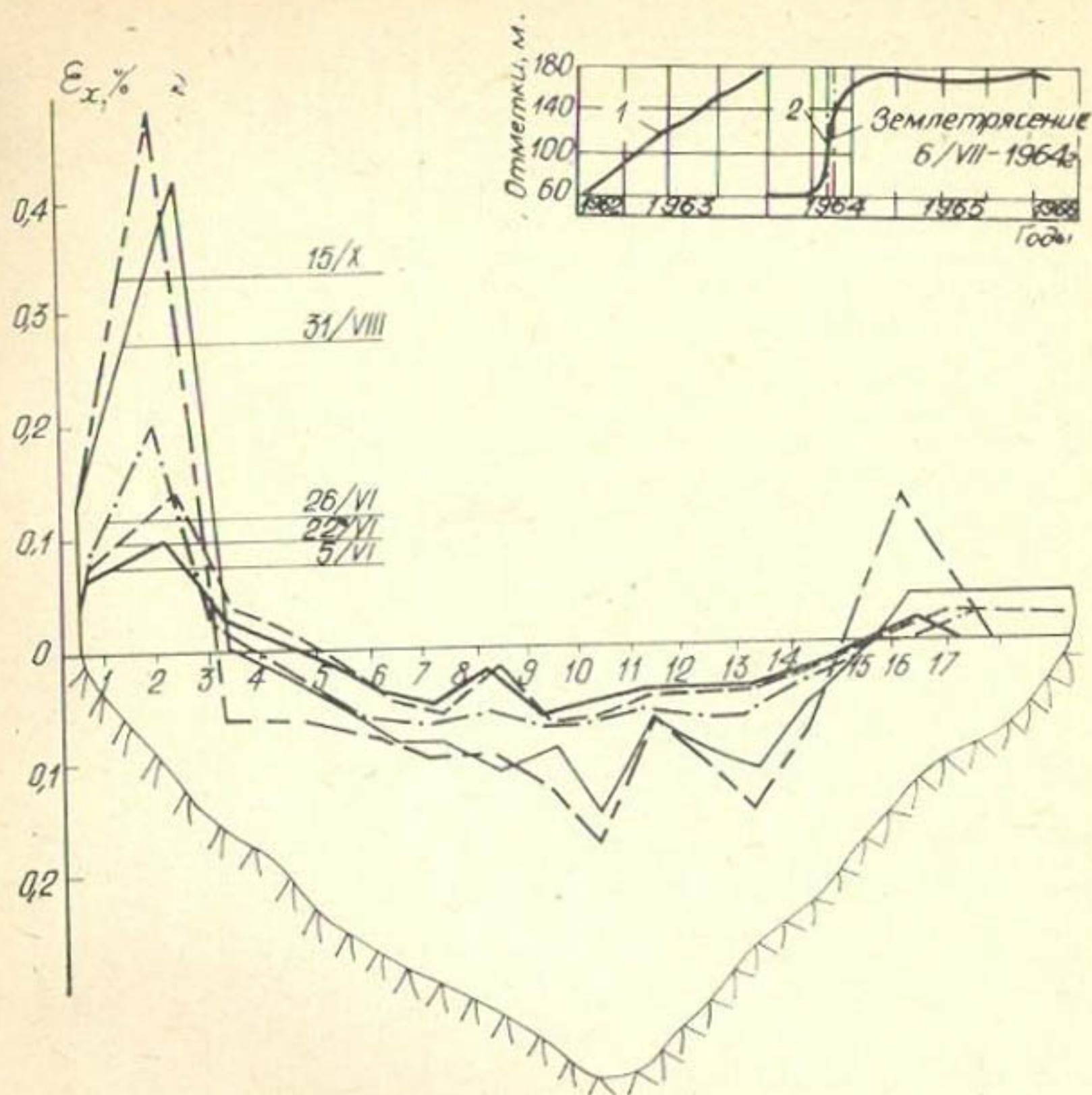


Рис. 1.2. График относительных продольных деформаций гребня плотины Инfernильо в период 1964 г.

1 — кривая возведения плотины; 2 — кривая наполнения водохранилища



Рис. 1.3. Расчетные 1 и замеренные 2 величины горизонтальных перемещений вдоль гребня плотины Нетцахуалкойотл

Плотины	Высота H , м	Тип противо- фильтра- ционного устройст- ва	Материал ядра или экрана	Основание	Деформации	Предполагае- мые причины трещинообразо- вания	Мероприятия по ликвидации трещин
Апишапа (США, 1920 г.)	35	Непрони- цаемая призма	Тонкозер- нистый песок	Песчаник с прослоем глины	Большие поперечные трещины по бортам. По- вышенная фильтрация. Полное разрушение	Неравномер- ные деформации у очень крутых бортов	—
Марте Го- мес (Мекси- ка, 1940 г.)	48,7	Массив- ное централь- ное ядро	Иловый песок	Алевро- лит, песок	Продольные и попереч- ные трещины при первом наполнении. К 1939 г. гре- бень осел на 1,2 м	Просадка рыхлых грунтов в основании	Контроль за наполнением водохранилища
Мад-Ма- унтин (США, 1941 г.)	130	Ядро	Суглинок	Скала	Продольные и попереч- ные трещины глубиной до 1,8 м. После залечивания трещин наблюдалось вто- ричное раскрытие	Неравномер- ные осадки при наполнении во- дохранилища	—
Нотелли (США, 1942 г.)	56	Массив- ное ядро	»	Выветре- лая скала	Продольные трещины шириной 0,6—2,4 см, глу- биной до 2 м, общей про- тяженностью около 180 м	Осадка упор- ных призм боль- ше, чем ядра	—

Шел Оил (США, 1945 г.)	23, 47	Ядро	Иловатый песок	—	Поперечная первые обнаруженная че- рез 16 месяцев после окон- чания строительства. К это- му времени максимальная осадка гребня составляла 13,7 см. Трещины продол- жали развиваться до 1954 г.	Просадка ма- териала основа- ния	Цементаци раствором
Ректор Крик (США, 1947 г.)	45	Широкое ядро	Глина с песком или гравием	Скала	Поперечная трещина глубиной 7,3 м, шириной 1,8—1,9 см. Через два го- да образовалась другая трещина шириной 1,3 см. К этому времени осадка гребня достигла 45,7 см и удлинения составили 0,24%. Далее трещины развива- лись до 1953 г.	Просадка до- статочно сухого материала пло- тины. Неравно- мерные дефор- мации в каньо- не	—
Уатауга (США, 1948 г.)	97	Массив- ное ядро	Ядро из супесей и тонких глин	Кварци- ты	Продольные трещины на гребне	Осадка упор- ных призм зна- чительно боль- ше, чем ядра	Залечивание трещин, кото- рые с, затем не наблюдались
Леонардо- Рейноза (Мексика, 1949 г.)	36, 6	То же	Супесь	Скала	Осадка гребня 0,6 м, по- перечные трещины	Плохое уп- лотнение мате- риала ядра	—

Плотины	Высота H , м	Тип противо- фильтра- ционного устройст- ва	Материал ядра или экрана	Основание	Деформации	Предполагаемые причины трещинообразова- ния	Мероприятия по ликвидации трещин
Мигуэль Алеман (Мексика, 1949 г.)	45,7	Массив- ное центрально- ное ядро	Супесь	Скала	Поперечные трещины глубиной 7,3 м, образовав- шиеся после окончания строительства. Осадка гребня к 1950 г. 1,2 м	Плохое уп- лотнение мате- риала ядра	—
Каухте- мок (Мекси- ка, 1950 г.)	55	То же	Иловатый песок	Песок, гравий	Трещины, появившиеся при первом наполнении, глубиной 10,1 м, шириной 6,4 см. Осадка гребня 0,9 м	Плохое уп- лотнение мате- риала плотины	Разработка траншей шири- ной 1,5 м до дна трещины и засыпка ее влажным глини- стым грунтом
Саутс Холстон (США, 1950 г.)	86,5	Массив- ное ядро	Глина	Выветре- лая скала	Продольные трещины на гребне	Осадка упор- ных призм боль- ше, чем ядра	Залечивание трещин
Вудкрест (США, 1953 г.)	13,1	Ядро	Песчано- глинис- тый грунт	Алевро- лит, песок	Поперечная трещина, первые появившаяся че- рез год после окончания строительства. К этому времени осадка составила 6 см. В 1960 г. образова-	Сжимаемость материала осно- вания	—

						лась поперечная трещина шириной 3,8 см по всей высоте насыпи. Осадка гребня 18,1 см, удлинение 0,37%	
Портланд (США, 1956 г.)	10,7	Ядро	Сугли- нок	Песок, алевролит	Две поперечные трещи- ны, возникшие во время первого наполнения. Вско- ре появилась одна продоль- ная на верховой стороне ядра. Максимальная осад- ка гребня 3 м	То же	—
Шери- Валей (США, 1956 г.)	110	»	—	Скала	Продольные трещины на контакте ядра с переход- ными зонами после напол- нения водохранилища в мае 1956 г. Наибольшая трещина имела ширину 0,6 см, глубину 0,6 м, про- тяженность 13 м. При втором наполнении в июне 1957 г. трещины повтори- лись.	Неравномер- ные деформации ядра и упорных призм	—
Хирфанли (Турция, 1958 г.)	83	Экран	Глина	Габбро	Продольные трещины на гребне плотины, появив- шиеся после подъема воды	Неодинаковые осадки отдель- ных зон плоти- ны	—

Плотины	Высота H , м	Тип противо- фильтра- ционного устройст- ва	Материал ядра или экрана	Основание	Деформации	Предполагаемые причины трещинообразова- ния	Мероприятия по ликвидации тре- щин
Терцаги, (Канада, (1960 г.)	60,96	Экран, понур	Глинист- тый грунт	Аллювий с линзами глины	Поперечные трещины че- рез понур вблизи левого берега, обнаруженные при осмотре после опорожнения водохранилища в 1962 г. Трещина у правого бере- га, обнаруженная в 1969 г. Осадки в центре составили 1,2 м	Консолидация глинистых про- слоев в основании	Экскавация материала в ме- стах трещин, устройство пла- стичной мембра- ны из глинис- того грунта
Коугар (США, (1963 г.)	158,19	Ядро	Ил с песком и гравием	Скала	Поперечные трещины на расстоянии 12,2 м от лево- го берега (1964 г.) глуби- ной 1,5 м, шириной до 3,8 см. Продольные трещины вдоль гребня шириной до 15,2 см на протяжении 305 м. Максимальная осад- ка гребня к 1968 г. 0,7 м	Сжимаемость материала пло- тины при напол- нении водохра- нилища и не- благоприятная топография ле- вого борта	—
Инfern- ниль (Мек- сика, 1963 г.)	148	Тонкое ядро	Суглинок средний	»	Поперечные трещины ши- риной 1,3 см (июнь 1964 г.) и глубиной 3 м. Удлине- ние гребня от левого бор- та на 0,1%	Сжимаемость и деформируе- мость материа- ла плотины во время первого	Инъектирование трещин

						наполнения во- дохранилища
Шек Гик (Исландия, 1963 г.)	56, 69	Массив- ное ядро	Песчаник глинис- тый иловатый	Аллювий	Трещины в ядре, обна- руженные вследствие по- терь воды во время бу- рения для цементации. Максимальная осадка ос- нования частично построен- ной плотины составляла 29,6 см	Различие в осадках основа- ния и плотины Цементация больших тре- щин, наблюде- ния за глубин- ными марка- ми в ядре и ни- зовой призме
Гепач (Австрия, 1964 г.)	155, 45	Тонкое ядро	Делювий, просеян- ный грунт	Скала, аллювий	Осадка гребня к 1966 г. 1,1 м. Перемещение верхо- вой призмы на 0,6 м в верхний бьеф, а низовой — на 9 см вниз. Продольные трещины вдоль гребня; уд- линение около 0,2% (попе- речных трещин не обнару- жено)	Сжимаемость материала пло- тины и основа- ния —
Раунд Ботт (США, 1964 г.)	134	Наклон- ное ядро	Илистый песок	Мелко- трещино- ватые базальты	Продольные и попереч- ные трещины на гребне. Общая суммарная длина продольных трещин 152 м, ширина отдельных трещин 15 см. Одна из попереч- ных трещин у борта име- ла ширину 2,5 см, глуби- ну до 4,9 м	Неравномер- ные осадки ча- стей плотины, а также крутое заложение бор- тов каньона Залечивание трещин

Продолжение табл. 1.1

Плотины	Высота Н, м	Тип противо- фильтра- ционного устройст- ва	Материал ядра или экрана	Основание	Деформации	Предполагаемые причины трещинообразова- ния	Мероприятия по ликвидации тре- щин
Болдер- хед (Анг- лия, 1965 г.)	48	Верти- кальное ядро	Морен- ная глина	Морен- ная глина, сланцы	Внутренняя трещина в ядре, повышенная филь- трация	«Арочный» эффект, сегре- гация материа- ла фильтра	Устройство цементационной завесы и бетон- ной диафрагмы в ядре
Хиттею- вей (Ан- гия, 1965 г.)	93	Ядро	Супесь	Скала	Внутренние трещины в ядре	Различная де- формируемость материала ядра и упорных призм (арочный эф- фект)	Цементация участков ядра
Дункан (Канада, 1967 г.)	40	Экран и понур	»	Песчано- гравелис- тый грунт	Поперечные трещины в экрane шириной до 0,5 см, глубиной до 9 м	Неравномер- ные большие осадки подсти- лающего не- скального осно- вания	Устройство дополнительно- го экрана в верхней части
Маттмарк (Швейца- рия, 1967 г.)	120	Наклон- ное ядро	Морен- ный грунт	Морен- ные отложе- ния, скала	Трещины в недостроен- ном ядре шириной до 4,5 см, глубиной до 5 м	Неравномер- ные деформации отдельных эле- ментов плотины	Участки тре- щин переработа- ны и заполнены новым материа- лом

конфигурации каньона, условий возведения и графика наполнения водохранилища, условий эксплуатации и т. д.

Более подробно рассмотрим примеры трещинообразования в плотинах, построенных в последние годы, при проектировании которых уже в той или иной мере учитывалась вероятность появления трещин.

Плотина Дункан (см. табл. I.1) расположена в долине р. Дункан, представляющей собой скальный каньон глубиной до 380 м, заполненный различными отложениями осадочных грунтов (рис. I.4, б). Верхняя зона А мощностью до 24 м представлена проницаемым песчано-гравелистым материалом. Расположенная под ней зона В толщиной около 90 м состоит из прослоев ила, песка и гравия. Нижняя зона С представлена плотной гравелисто-песчаной смесью с увеличенным содержанием песка по глубине.

Плотина высотой 40 м (рис. I.4, а) включает (по первому проектному варианту) понур и экран из супесчаного грунта, защищенный с обеих сторон переходными зонами, и призму из проницаемого грунта. Материал экрана и понура имеет следующие характеристики: $W_T = 17,6\%$; $W_H = 4,3\%$; $d_{10\%} = 0,0073$ мм; $\rho_{ск} = 2,15$ т/м³; $W_{опт} = 10,8\%$.

Учитывая, что в основании залегает довольно мощная толща сжимаемых отложений, при проектировании по результатам лабораторных и полевых исследований были оценены возможные осадки основания от нагрузки возведенной плотины.

Однако, несмотря на тщательность ведения работ, в августе 1966 г., когда плотина была возведена до отметки 557 м, были обнаружены первые трещины в экране, простирающиеся параллельно восточному борту. Пять трещин шириной 0,6—1,3 см пересекали экран на участке примерно 30 м и быстро развивались. Вырытая траншея глубиной до 9 м позволила установить, что по глубине ширина трещин изменяется от 0,2 до 5 см, частично они заполнены обвалившимся грунтом.

Были рассмотрены два возможных варианта ликвидации трещинообразования: первый — значительное замедление дальнейшей укладки экрана до завершения основных осадок; второй — внесение в проект некоторых конструктивных изменений. Окончательно был принят второй вариант, так как при первом варианте значительно

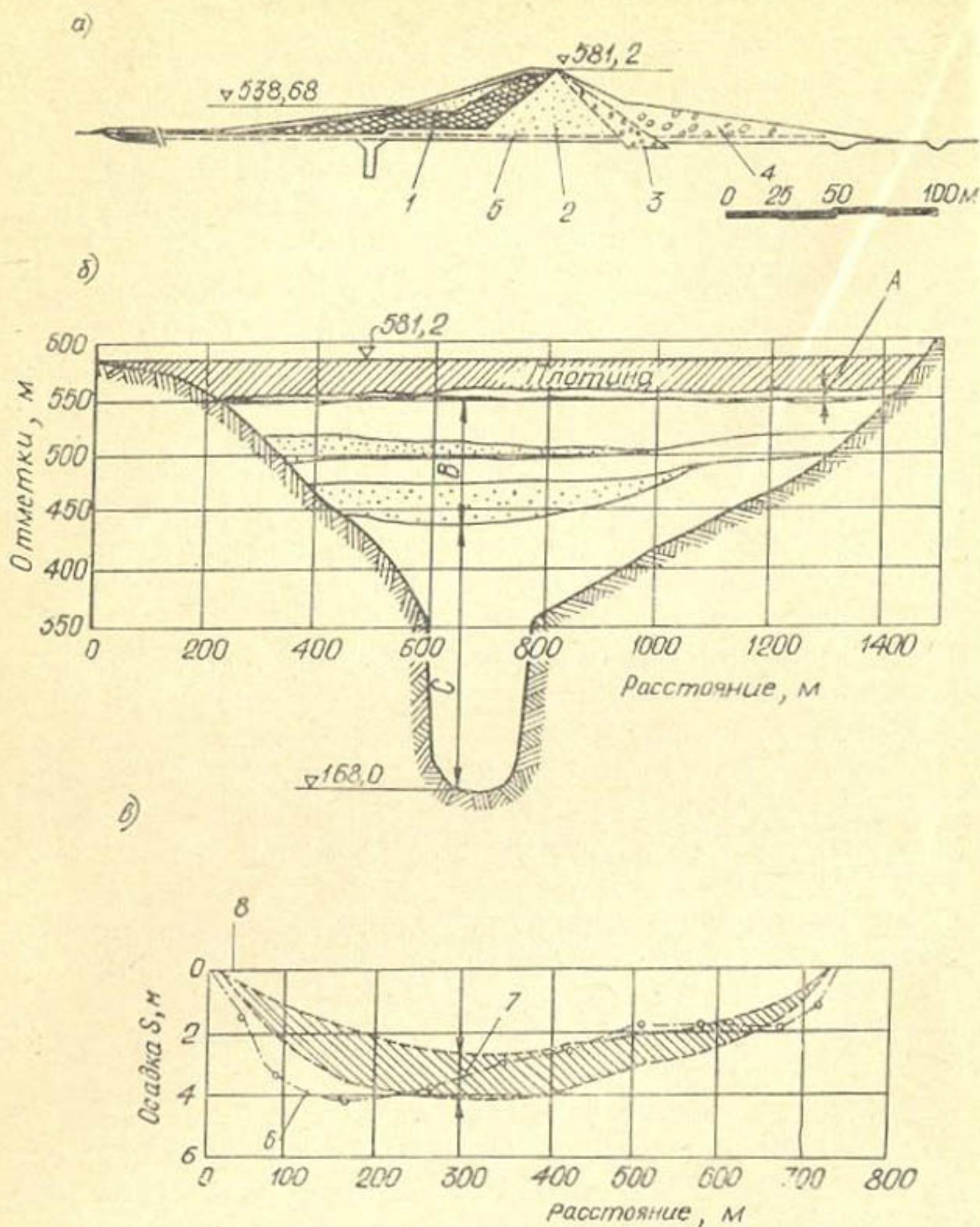


Рис. 1.4. Поперечный разрез по плотине Дункан (а), продольный разрез по каньону (б) и кривые осадок основания плотины в продольном направлении (в)

1 — глинистый экран и понур; 2 — 4 — песчано-гравелистые зоны упорной призмы; 5 — дренажный тюфяк; 6 — замеренные осадки; 7 — зона прогнозируемых осадок; 8 — место расположения трещин

задерживалось окончание строительства, вследствие чего убытки составили бы несколько миллионов долларов.

Изменения проекта заключались в следующем. Выше отметки 561 м были отсыпаны переходные зоны и вся низовая призма, что фактически обеспечило предваритель-

ную нагрузку на основание и привело к тому, что 60% осадок произошло до 1969 г. Были также увеличены размеры низового дренажного тюфяка, способствовавшего быстрому отводу фильтрационных вод. Выше отметки 561 м было решено выполнить более тонкий экран из глинистого грунта с 6%-ной добавкой бентонита, способствующей увеличению пластичности экрана (число пластичности от 4 до 20%) и лучшей его приспособляемости к возможным осадкам. При этом в местах ожидаемого трещинообразования за экраном материал увлажняли и тщательно уплотняли. Заложение низового откоса в верхней части плотины было увеличено до 3 против первоначального заложения 2.

Следует также отметить, что в качестве варианта рассматривалось устройство пластичной резиновой мембраны, но из-за большой стоимости и значительных затруднений при укладке от этого варианта отказались.

Показания пьезометров, установленных после окончания всех работ, свидетельствовали об эффективности проведенных мероприятий. К концу 1968 г., т. е. через 1,5 г. после завершения строительства, действительные осадки основания оказались иными (рис. I.4, в). У восточного борта они значительно превысили предполагаемые, причем вследствие большой разницы в осадках на этом участке возникли зоны растяжения и появились трещины в подстилающем основании. Поперечные трещины полностью пересекали зону расположения экрана и переходную зону. Учитывая вероятность трещинообразования и в самой плотине, при проектировании были предусмотрены указанные мероприятия.

Плотина Хиттеювей (см. табл. I.1) выполнена с ядром (рис. I.5). Упорные призмы устроены из каменной наброски. Между переходными зонами из гравия и упорными призмами уложен скальный материал тоннельных выработок. Левый берег каньона довольно крутой, с уклоном до 45° . С целью уменьшения порового давления в ядре верхняя его часть (вторая очередь строительства) была выполнена более тонкой. В процессе строительства никакого специального уплотняющего оборудования не применяли. Моренный грунт в ядро укладывали слоями по 25 см и уплотняли 15-тонным бульдозером за пять проходов. Характеристики материала ядра: $W_T = 21\%$; $W_P = 15\%$; $W_H = 6\%$; $W_{\text{опт}} = 8,2\%$; $\rho_{\text{ск}} = 2,17 \text{ г/см}^3$; $k_{\text{ф}} = 7 \cdot 10^{-8} \text{ см/с}$; $c_c = 10 \text{ кПа}$; $\varphi = 37,6^\circ$

В переходные зоны гравий укладывали слоями 0,5 м, уплотняя проходящим транспортом. Каменную наброску укладывали слоями 3—5 м с увлажнением.

Повышенная фильтрация (до 60 л/с) стала наблюдаться после первого наполнения водохранилища выше отметки 739 м вблизи левого берега на глубине до 10 м. Так как выходящий поток был мутным, можно было предположить, что происходит вымыв частиц грунта ядра. Пробуренные скважины подтвердили предположение. Были установлены зоны переувлажненного грунта, а также сосредоточенные ходы фильтрации через ядро, что свидетельствовало о наличии трещин.

На основании анализа результатов наблюдений за осадками, поровым давлением и фильтрацией пришли к выводу, что трещина могла образоваться вследствие возникновения арочного эффекта из-за различной деформируемости материалов отдельных зон.

Несмотря на то что ядро защищено мощной зоной фильтра, было решено провести восстановительные работы с целью снижения фильтрации. К концу 1967 г. была выполнена цементация на контакте ядро — фильтр, причем скважины бурили на глубину до 30 м и на некоторых участках доходили до скалы. Раствор нагнетали в трубы под давлением (на глубине более 20 м создавалось давление 0,4—0,6 МПа, а на меньших глубинах 0,1—0,4 МПа). Первоначально бурили скважины в один ряд через 50 м, а затем между ними бурили второй ряд скважин. По данным контрольных скважин убедились, что весь раствор расходуется на укрепление кон-

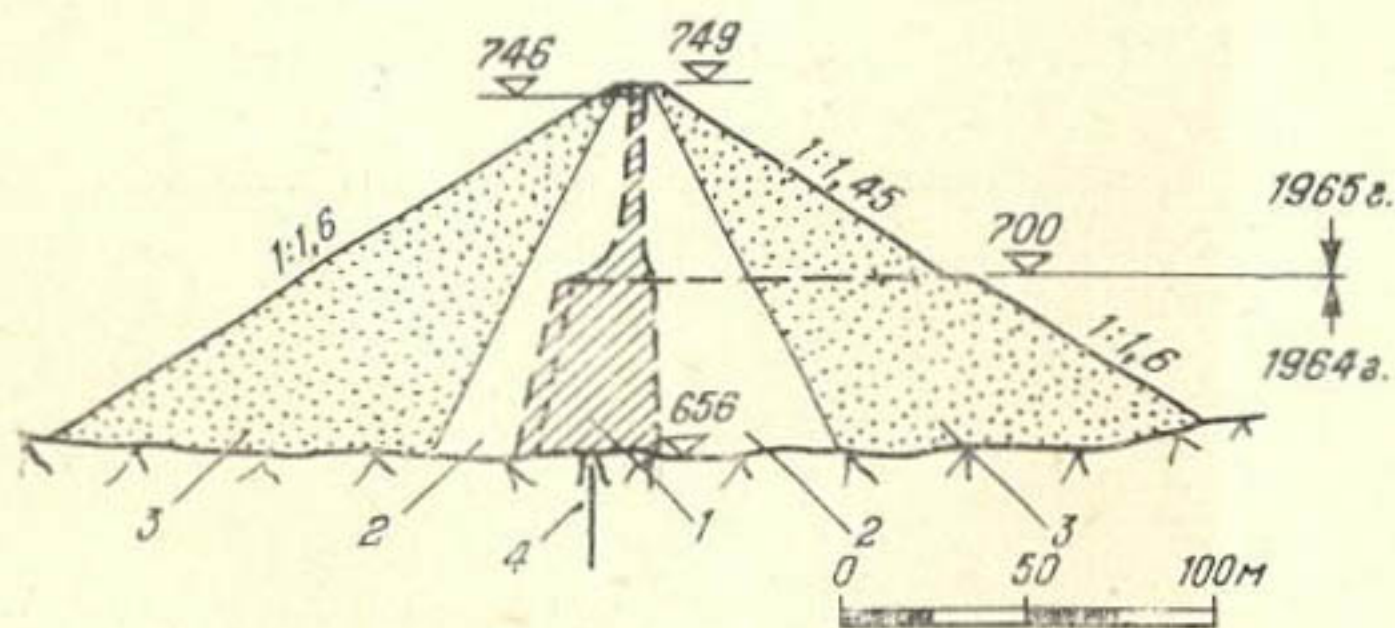


Рис. 1.5. Плотина Хиттеювей

1 — ядро; 2 — переходные зоны; 3 — упорные призмы; 4 — цементационная завеса

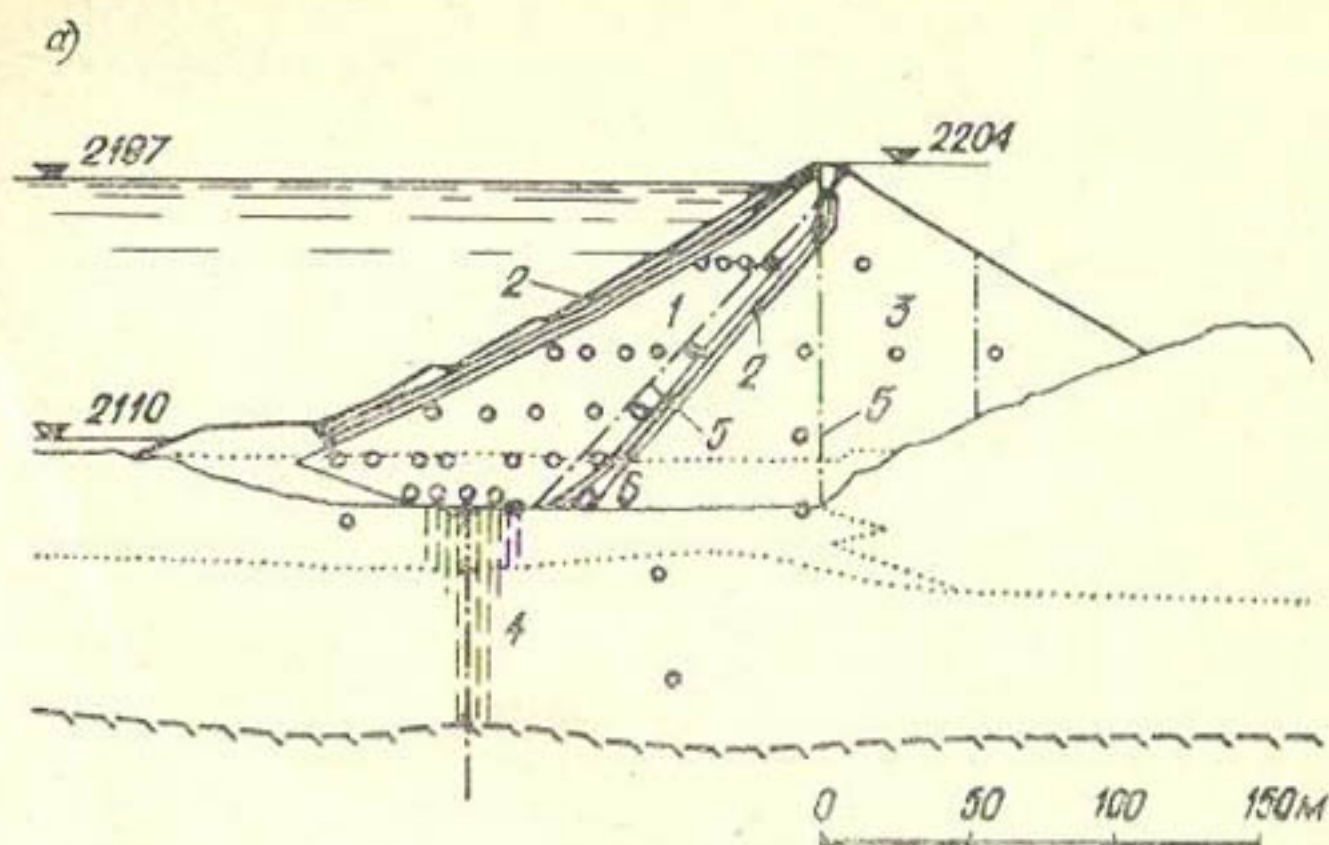
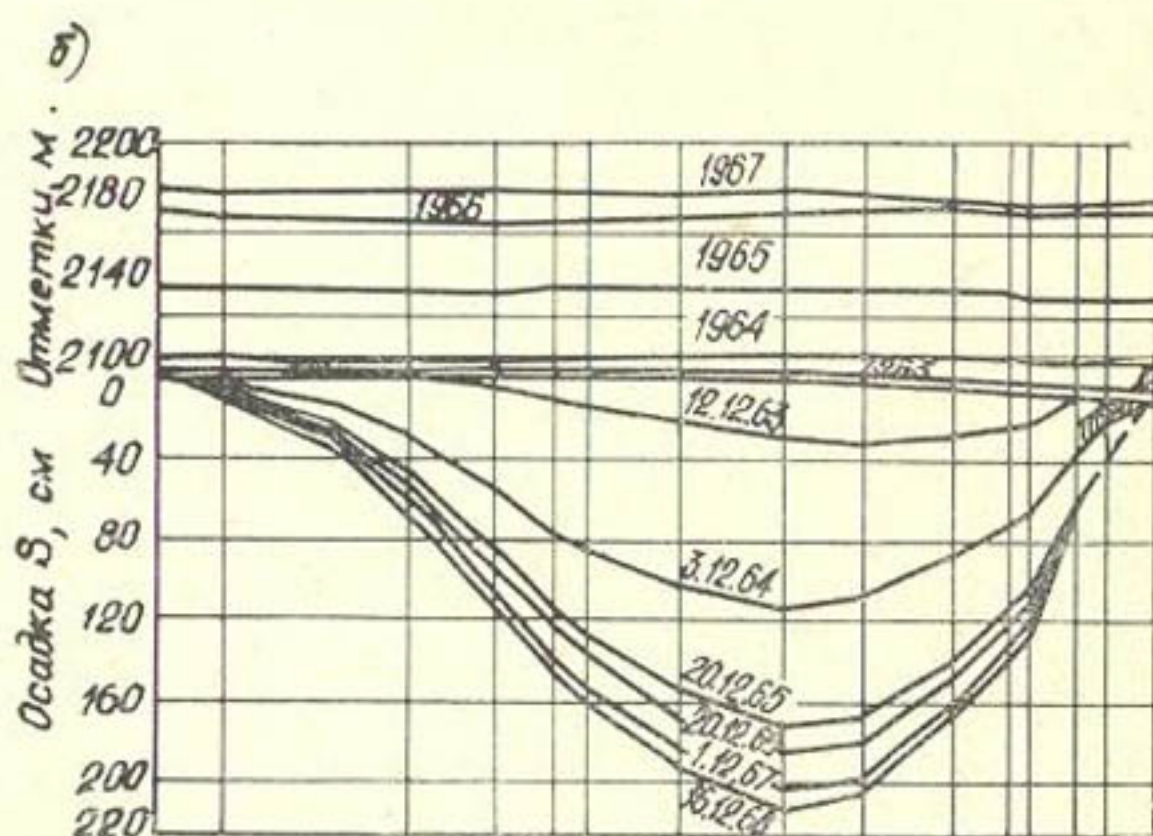


Рис. 1.6. Поперечный разрез плотины Маттмарк (а) и кривые осадок основания по потере в продольном сечении каньона по мере отсыпки плотины (б)

1 — ядро; 2 — переходные зоны; 3 — упорная призма; 4 — завеса; 5 — инклинометры; 6 — потеря



такта ядра и не уходит в фильтры. Состав раствора был следующим: 1 ч бентонита, 2 ч цемента, 9 ч песка и 16 ч воды.

После проведения всех ремонтных работ осенью 1968 г. фильтрация при почти полностью заполненном водохранилище не превышала 15 л/с.

Плотина Маттмарк (см. табл. I.1) возведена на основании из флювиогляциальных моренных отложений (рис. 1.6, а). Створ плотины несимметричен — с более крутым правым бортом. Грунт (с содержанием фракций размером до 120 мм) укладывали в ядро слоями 30 см, уплотняя 80-тонным катком на пневмоходу. Материал призм состоял из частиц крупностью 100—800 мм. График отсыпки плотины был следующим (табл. I.2).

ТАБЛИЦА 1.2

Год строительства	1962	1963	1964	1965	1966	1967
Отметка плотины, м	2095	2112	2139	2179	2180	2204
Нагрузка на основание, МПа	0,2	0,6	1,2	2	2,1	2,3

Большое количество контрольно-измерительной аппаратуры позволило проследить за картиной деформаций сооружения и основания. На рис. 1.6,б представлена эволюция осадок основания (по потерне В) по мере отсыпки плотины. Максимум наблюдаемой осадки, равный 1,7 м, оказался в правой части створа, причем большая часть осадки произошла в 1964—1965 гг. до образования трещин. С помощью инклинометров установлено также, что осадки ядра, переходных зон и упорных призм сильно отличаются между собой, а перемещения точек на отметке 2152 м были направлены под углом 45° к оси плотины внутрь каньона от правого борта.

Первые трещины были обнаружены через два месяца после вынужденного прекращения работ в октябре 1965 г. Трещины проходили вблизи правого борта и пересекали тело ядра, переходных зон и призм. После образования трещин были установлены новые посты измерения деформаций и вырыты два колодца диаметром по 1,5 м для проведения наблюдений за трещинами. Раскрытие главной трещины происходило со скоростью примерно 10 мм в месяц (не превышая общей ширины 4,5 см), глубина трещин не превышала 4—5 м независимо от ширины раскрытия каждой. Было высказано предположение, что трещины обусловлены как неравномерными деформациями отдельных элементов плотины, так и появлением зон растяжения у правого крутого берега при неравномерных осадках материала ядра в каньоне. В дальнейшем были приняты следующие меры:

а) работы по отсыпке были приостановлены до осени 1966 г.;

б) зоны ядра и фильтров с трещинами в мае 1967 г. были разработаны на глубину до 7 м и заполнены новым материалом;

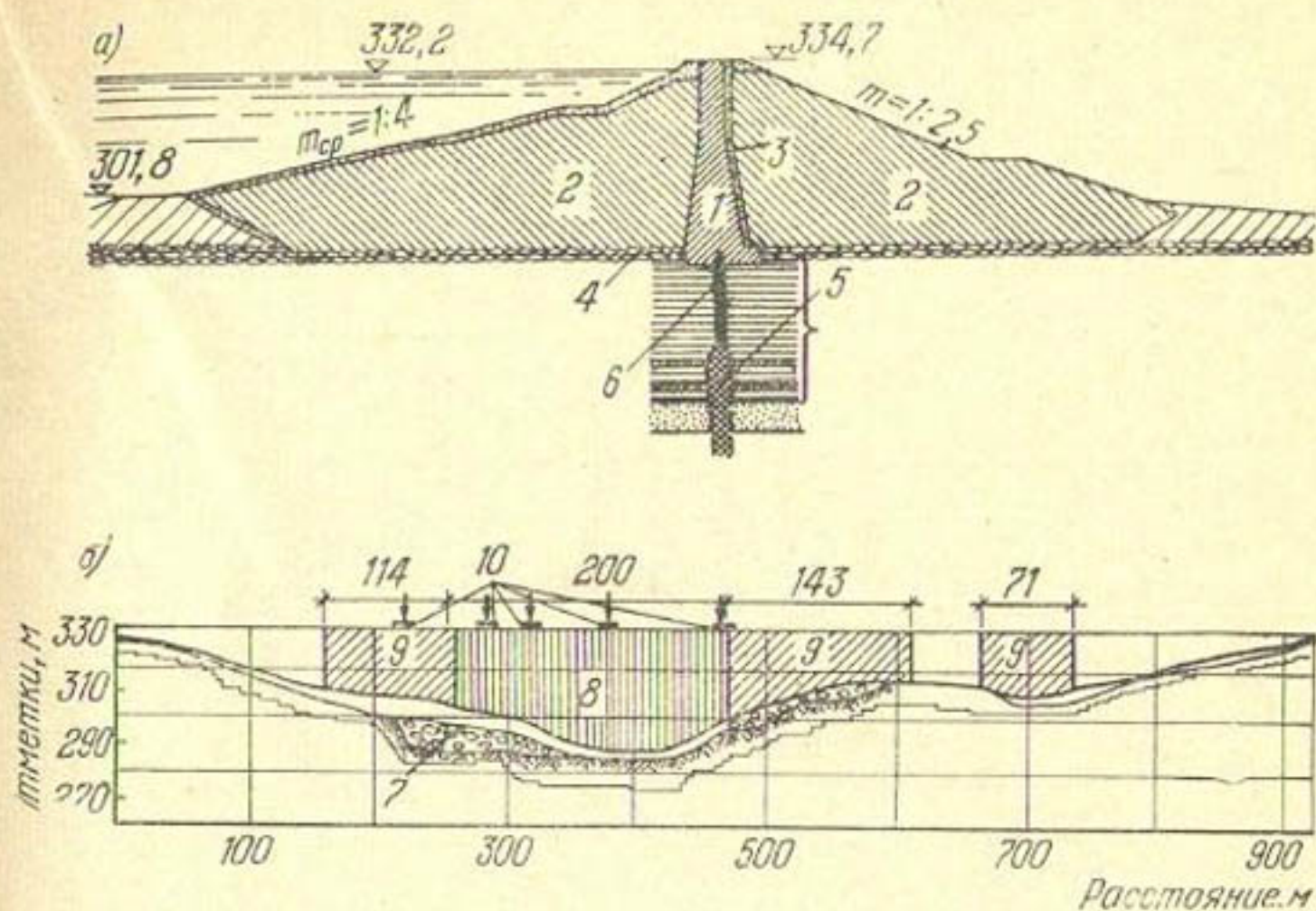


Рис. 1.7. Плотина Болдерхед

1 — ядро; 2 — упорные призмы; 3 — переходные зоны; 4 — дренаж; 5 — цементационная завеса; 6 — бетонный зуб; 7 — моренные отложения в основании; 8 — зона бетонной диафрагмы; 9 — зоны инъекции; 10 — контрольные скважины

в) плотина в дальнейшем наращивалась со скоростью не более 0,4 м/сутки до отметки 2204 м;

г) наблюдения за трещинами велись до весны 1967 г.;

д) контроль за деформациями был установлен на отметках 2173, 2183, 2197 м.

Показания дилатометров, установленных в местах появления трещин, свидетельствовали об отсутствии либо о пренебрежимо малых дальнейших растяжениях на этих участках. Никаких явлений сдвига в процессе наблюдений не обнаружено.

Плотина Болдерхед (см. табл. I.1) возведена в широком каньоне (рис. 1.7). В основании плотины с южной стороны залегает прочный сланец, а в северной части на сланцах расположен слой валунной моренной глины мощностью до 18 м.

Упорные призмы выполнены из дробленого сланца, а центральное ядро из моренной глины уложено слоями 0,18 м с уплотнением кулачковым катком. Материал ядра содержал фракции размером не более 150 мм, причем 20% составляли частицы $d < 0,002$ мм. Призмы укладывали слоями 0,2 м, уплотняя пневмокатком с ув-

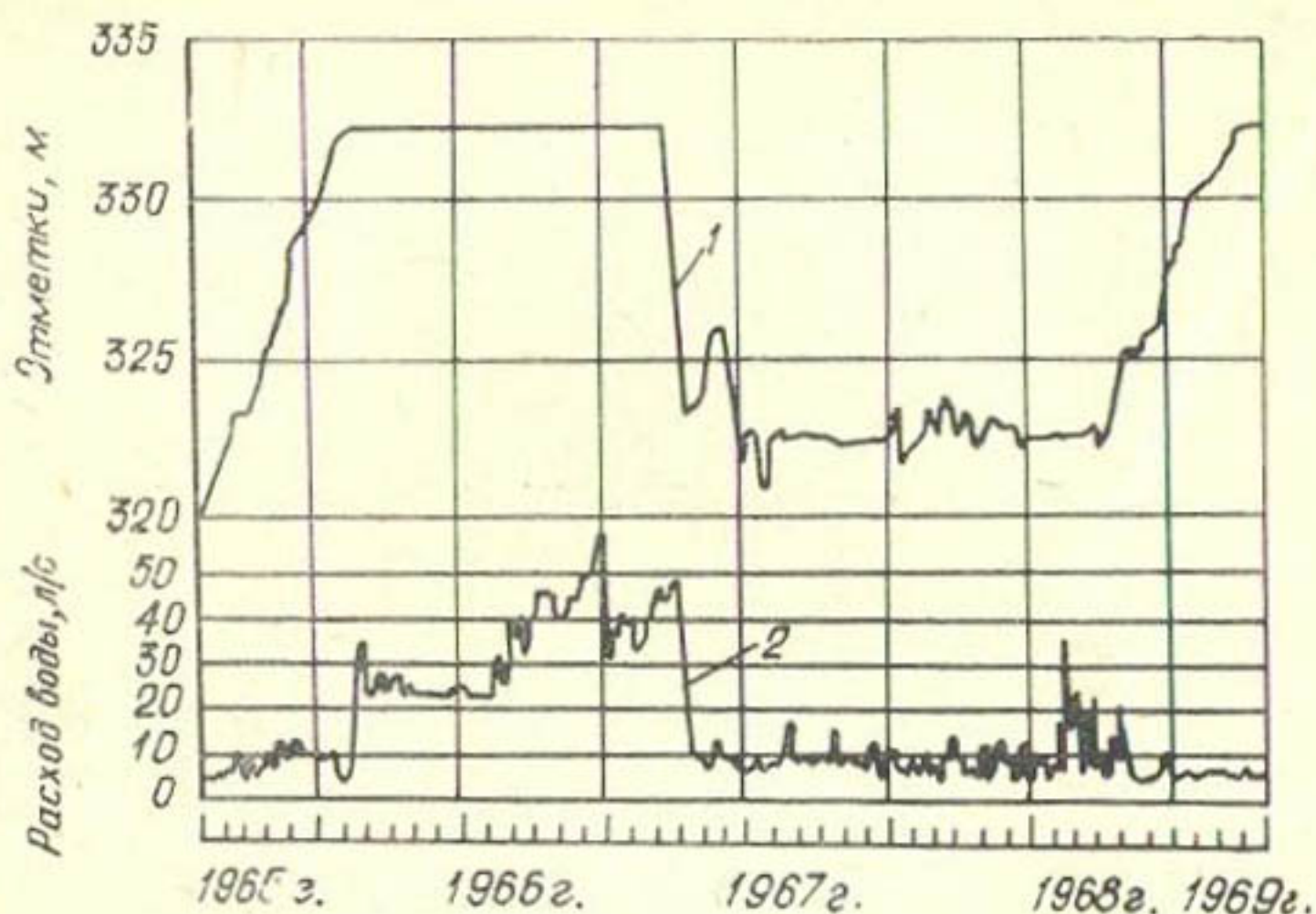


Рис. 1.8. Кривые наполнения водохранилища 1 и фильтрационных расходов 2 через ядро плотины Болдерхед

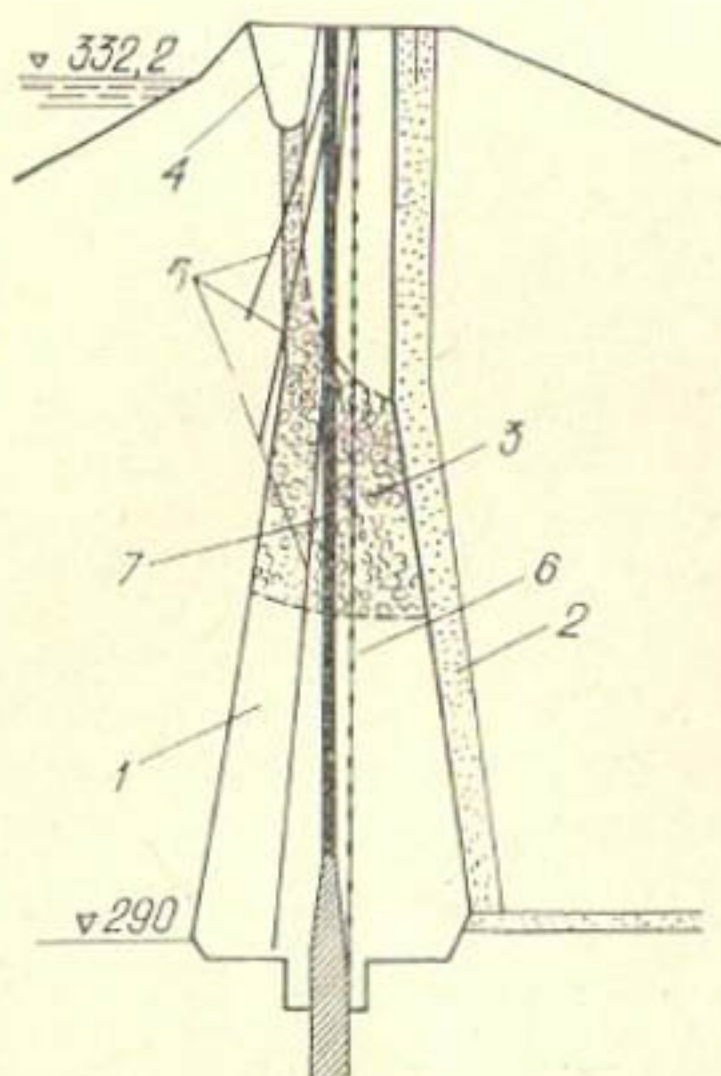


Рис. 1.9. Схема разущения ядра плотины Болдерхед и устройства бетонной диафрагмы

1 — ядро; 2 — фильтр; 3 — зона эрозии в ядре; 4 — воронка просадки; 5 — цементационные скважины; 6 — цементация через трубы с манжетами; 7 — бетонная диафрагма

лажнением, и частично слоями толщиной 0,8 м, уплотняя 8,5-тонным виброкатком. Фильтр с низовой стороны ядра, так же как и тюфяк в основании, состоял из дробленого известняка

$d < 4$ см. Предполагалось, что $d_{95}^{\phi} / d_{85}^{\gamma} = 3$, а на самом деле вследствие сегрегации при укладке это отношение местами доходило до 6. В основании под ядром имеются бетонный зуб толщиной 1,8 м, глубиной 25—30 м и цементационная завеса на глубину 30 м. В процессе наблюдений было установлено, что осадки упорных призм значительно меньше осадок ядра, вследствие чего, по-видимому, образовался арочный эффект.

Водохранилище заполнялось в период 1964—1966 гг. Непосредственно перед окончанием заполнения водохранилища отмечалось сильное увеличение фильтрационного потока (рис. 1.8). В последующие месяцы было обнаружено, что выходящий в нижний бьеф фильтрационный поток стал мутным. В это время произошли просадки гребня, особенно в тех частях плотины, которые находились на слое моренной глины, и стали образовываться воронки на гребне глубиной до 2,5 м и диаметром до 3 м (см. рис. 1.7,б). Сразу же водохранилище было сработано на 9 м, при этом фильтрация резко уменьшилась (см. рис. 1.8). Это позволило предположить, что просачивание происходит через ядро над отметкой сработки. Однако через пробуренные скважины было установлено, что ядро разрушилось ниже уровня сработки в результате размыва грунта вследствие изменения напряженного состояния на контакте ядро—фильтр—призмы (образование арочного эффекта), вызвавшего разуплотнение материала в некоторой зоне ядра. В дальнейшем на гребне ядра начали развиваться открытые трещины. Картина разрушения ядра представлена на рис. 1.9. Для выполнения ремонтно-восстановительных работ рассматривалось несколько методов. Было принято, что в период ремонтных работ водохранилище будет заполнено на $\frac{3}{4}$. Предусматривались следующие ремонтные мероприятия: а) цементация ядра через скважины; б) устройство диафрагмы из пластичного бетона до контакта с бетонным зубом.

Однорядная цементационная завеса (см. рис. 1.9) на расстоянии 0,8 м от оси плотины устраивалась путем нагнетания раствора, состоящего из 70% цемента и 30% бентонита. Скважины располагали через 30 м. Во избежание разрушения ядра избыточным давлением тщательно подбирали давление инъецирования. Во время этих работ велся контроль за деформациями в ядре и призмах и проводились пьезометрические измерения. Для предотвращения засорения фильтра раствором его постоянно промывали водой под давлением через специально пробуренные в нем скважины.

На участке, где диафрагма была выполнена из пластичного бетона, обработка раствором проводилась менее интенсивно. Диафрагма 7 была запроектирована достаточно пластичной, способной воспринимать значительные деформации без разрушения. Толщина диафрагмы

0,6 м, глубина 46 м. Эскавация под диафрагму велась тщательно, строго вертикально до сопряжения с зубом. Контакт с зубом был зачищен для обеспечения хорошего сопряжения. Длина диафрагмы 200 м (см. рис. I.7,б). После проведения всех работ плотина эксплуатировалась нормально. В данном случае можно предположить, что образование трещин обусловлено несколькими факторами в совокупности:

1) неравномерными осадками плотины из-за неоднородности основания;

2) разной деформируемостью материалов ядра, фильтра и упорных призм;

3) просадками материалов плотины при подъеме уровня водохранилища;

4) относительными перепадами крутизны каньона на различных участках, вызвавшими неравномерные деформации в продольном направлении;

5) нарушением технологии отсылки, вызвавшим сегрегацию материала и ухудшение контакта ядро — переходные зоны.

2. ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ В ПЛОТИНАХ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Натурными наблюдениями за плотинами из местных материалов установлено, что после землетрясения на гребне образуются трещины различного направления и глубины. Наиболее распространенными являются продольные трещины в ядре и между ядром и упорными призмами плотин, сложенными из различных материалов.

В табл. I.3 приведены данные о разрушениях плотин из местных материалов при сейсмических воздействиях различной интенсивности. Очевиден тот факт, что при землетрясении силой свыше 6 баллов может происходить интенсивное трещинообразование в ядре и призмах плотин.

Рассмотрим наиболее характерные примеры поведения плотин при сильных сейсмических воздействиях.

При значительном Кантонском землетрясении 1923 г. максимальное ускорение в основании плотины Оно (рис. I.10, табл. I.3) было равно 0,33 g. Во время землетрясения плотина подверглась интенсивному трещинообразованию. Открылись трещины как со стороны

верхнего, так и нижнего бьефов; протяженность отдельных трещин была равна длине плотины по гребню. Часть гребня около левого берега (со стороны нижнего бьефа) осела на 25 см, а трещины имели ширину 10—20 см и глубину до 6,5—7 м. На расстоянии примерно 20 м от гребня в нижнем бьефе откос сместился. Это свидетельствовало о том, что в этом месте находилось начало поверхности скольжения (см. рис. I.10). Трещины в центральной части плотины имели ширину раскрытия около 10 см, при этом осадки на участке трещинообразования составили 2,5—3 см.

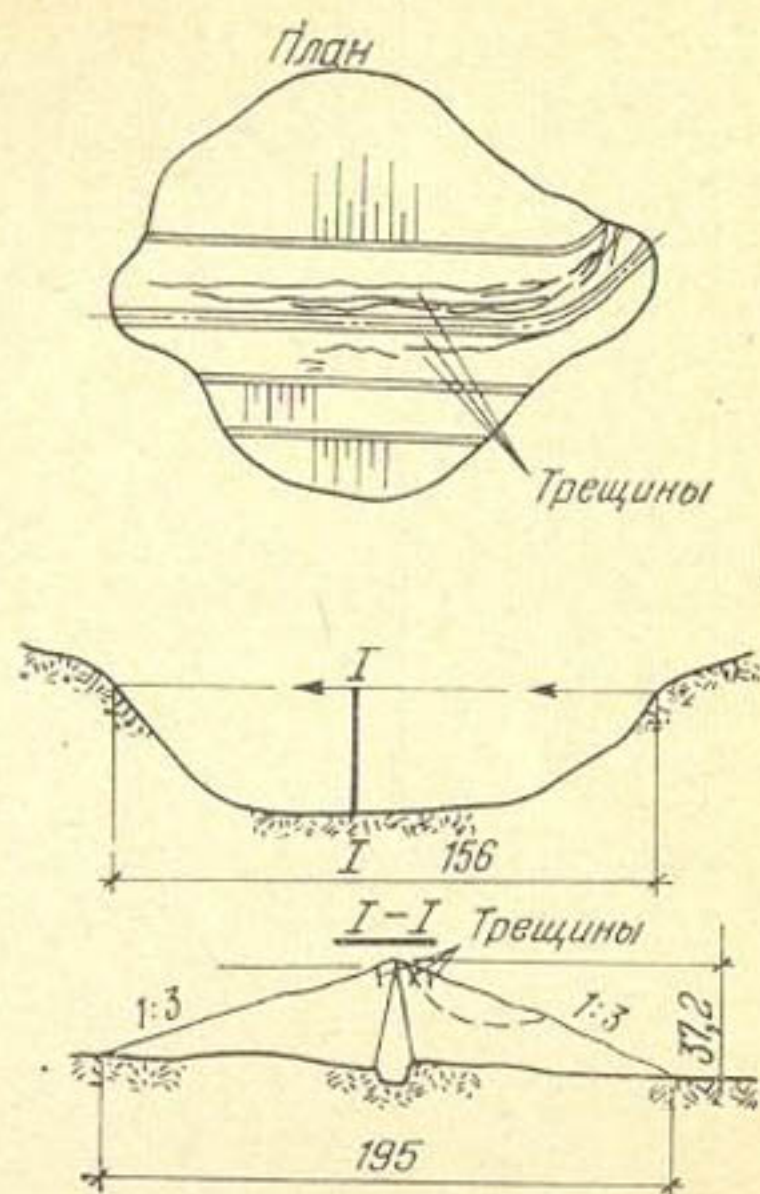


Рис. I.10. Плотина Оно

Несмотря на то что все виды сейсмических деформаций отмечались на рассмотренной плотине, она не потеряла общей устойчивости и после ремонта была пригодна к дальнейшей эксплуатации.

Примером значительных вертикальных и горизонтальных деформаций могут служить перемещения тела плотины **Хебген** (рис. I.11 и I.12, табл. I.3) при землетрясении 17 августа 1959 г. Плотина имеет жесткое бетонное ядро (диафрагму), заглубленное в скалу, за исключением участка длиной 72 м в восточной стороне у водослива, где ядро заглублено в покровную толщу.

При землетрясении основание плотины, представленное мягкими скальными породами, подверглось значительным вертикальным и горизонтальным смещениям, вследствие чего произошли существенные вертикальные и горизонтальные деформации элементов плотины. Вертикальная осадка верховой призмы, отсыпанной из жесткой смеси песка, гравия и глины, была равна 1,7 м в центре и восточной части створа, тогда как осадка низовой призмы, сложенной из набросного материала, не

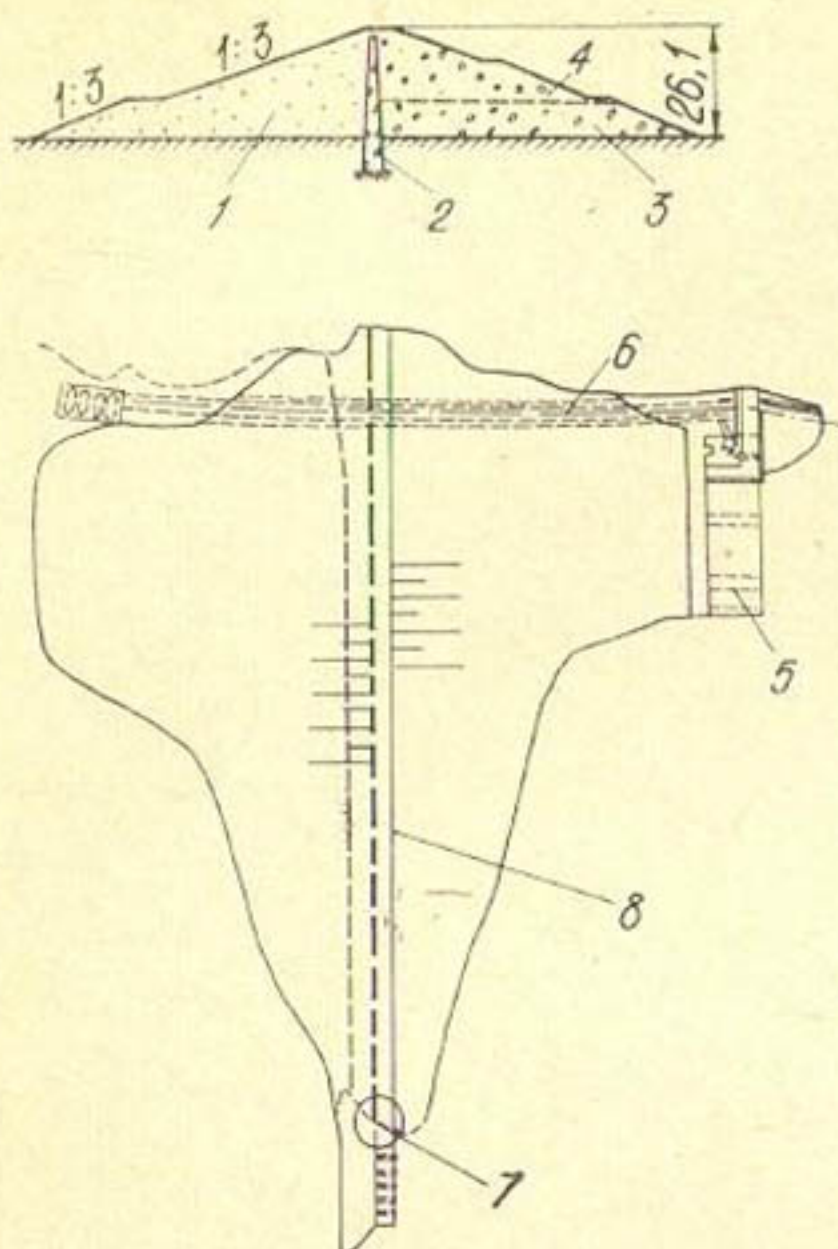


Рис. 1.11. Плотина Хебген

1 — земляная засыпка; 2 — бетонное ядро; 3 — уплотненная каменная наброска; 4 — неуплотненная каменная наброска; 5 — здание ГЭС; 6 — водовод; 7 — смотровая шахта; 8 — трещины в ядре

превышала 0,7 м по всей длине плотины, за исключением восточной части, где на осадку материала плотины накладывались осадки покровных пород основания. В бетонном ядре образовалось 16 поперечных трещин различной глубины (от 3 до 7 м), а между ядром и призмами возникли глубокие продольные трещины. По геологическим признакам (смещения и разрывы больших масс грунта) это землетрясение может быть отнесено к 10-балльному, а по степени разрушения деревянных построек и величине ускорения ($\sim 0,1 g$) можно считать, что оно не превышало 8 баллов.

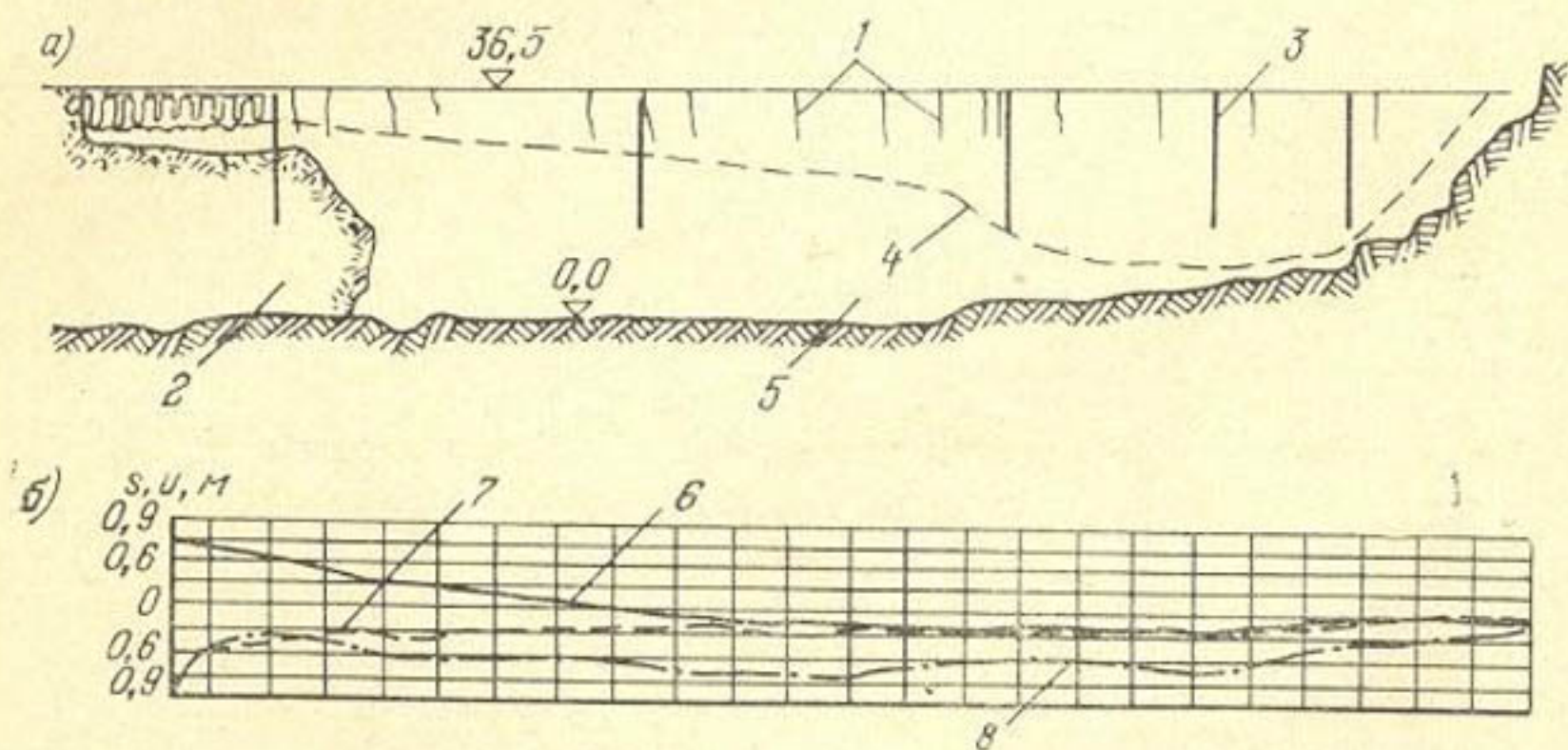


Рис. 1.12. Продольный разрез по плотине Хебген (а) и кривые деформаций упорных призм и гребня после землетрясения (б)

1 — трещины в бетонном ядре; 2 — рыхлые отложения; 3 — инъекционные скважины; 4 — граница бытовой поверхности; 5 — бетонное ядро; 6 — кривая горизонтальных смещений гребня; 7 и 8 — кривые осадок низовой и верхней призм

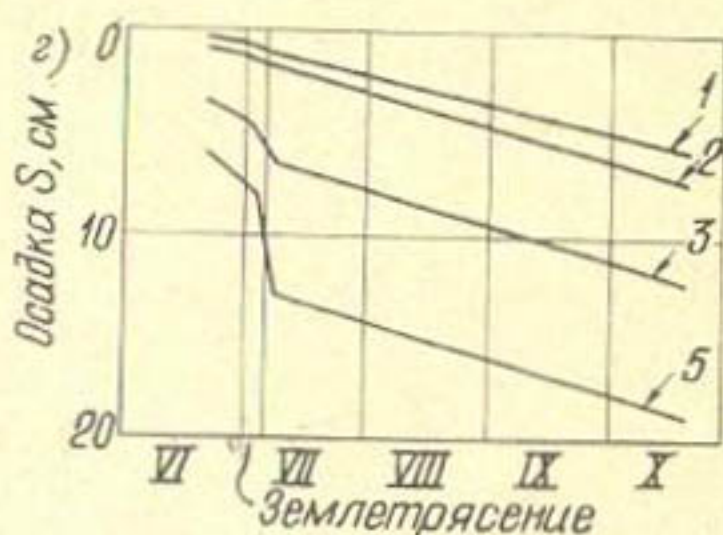
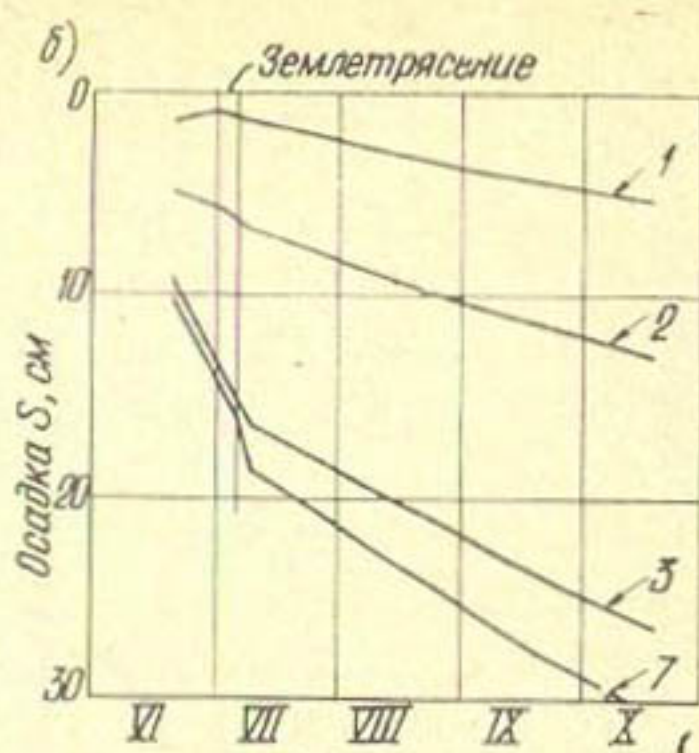
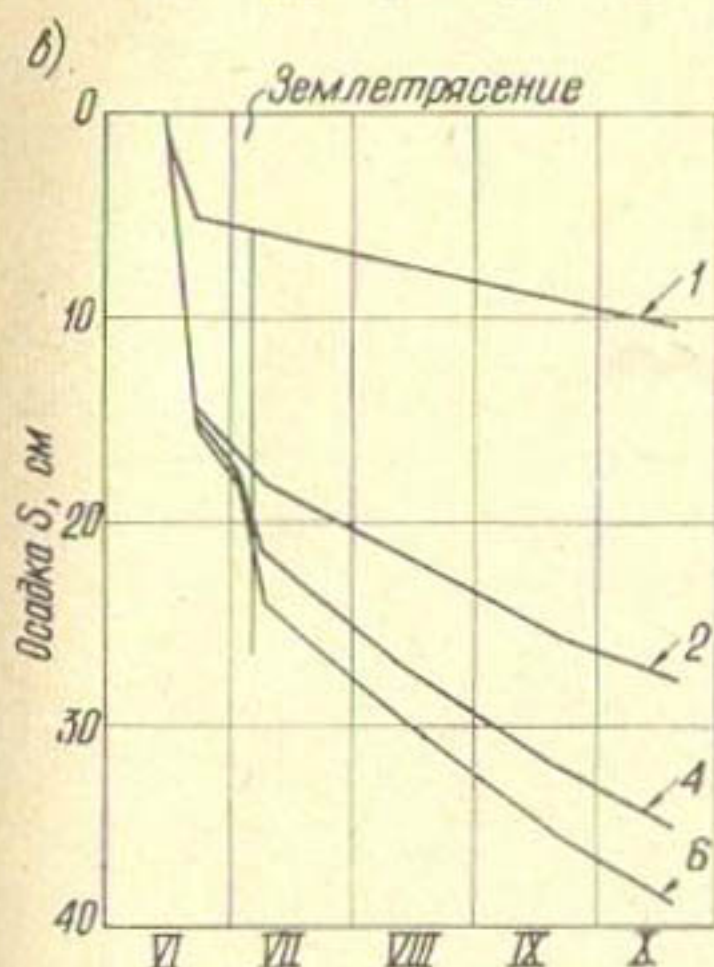
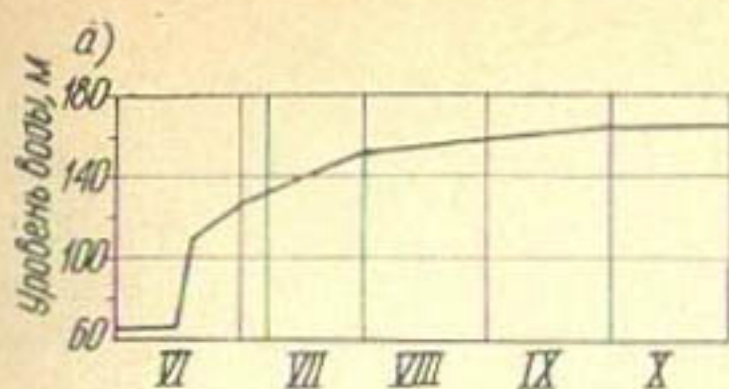
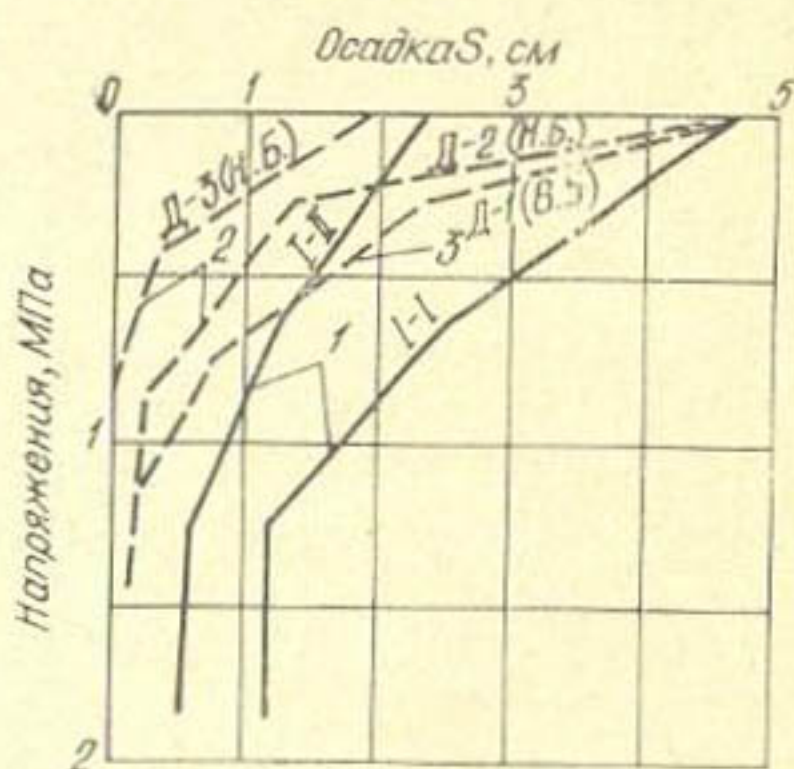


Рис. I.13. График наполнения водохранилища (а), осадки точек ядра (б), верховой (в) и низовой (г) призм плотины Инфернильо

1—7 — для точек с отметками соответственно 90, 120, 150, 160, 165, 166, 180 м

Рис. I.14 Изменение мгновенных осадок точек ядра 1, низовой 2 и верховой 3 призм по глубине (в зависимости от ρH) после землетрясения



Возникновение трещин шириной до 25 см на плотине Хебген обусловлено, по-видимому, резким различием в прочностных свойствах материалов ядра и упорных призм (E бетона $\gg E$ камня $\gg E$ смеси). Иной характер имели динамические деформации при 7—8 балльном землетрясении 6 июля 1964 г. в районе плотины Ин-

фернильо (см. табл. 1.3). Ядро плотины выполнено из пластичного глинистого грунта ($W_t=49\%$, $W_n=24\%$), уложенного с плотностью $\rho_{ск}=1,59$ т/м³, с влажностью выше оптимальной на 3,7%. Переходные зоны из гравелистого грунта уложены с плотностью 1,87 и 2,02 т/м³. Внутренние зоны упорных призм более плотные ($\rho_{ск}=1,85$ т/м³) и выполнены из конгломератов с крупностью фракций менее 4,5 см; внешние призмы — из горной массы с $\rho_{ск}=1,76$ т/м³.

Распределение деформаций по высоте плотины было получено с помощью инклинометров и деформометров; суммарная деформация уточнялась по поверхностным реперам. На рис. 1.13 показан ход осадки ядра и призм плотины с момента заполнения водохранилища на различных отметках. Резкое повышение уровня воды вызывало ответную реакцию плотины. Благодаря выполненным замерам осадок за три дня до землетрясения и через три дня после него определена величина мгновенных осадок плотины от землетрясения (рис. 1.14). Из рисунка хорошо видно, что динамическая осадка при землетрясении силой до 8 баллов меньше статической осадки за предыдущие пять месяцев и меньше величины просадки от замачивания материалов при наполнении водохранилища.

Рассматривая распределение мгновенной осадки по глубине и в зависимости от напряжений в теле плотины, можно отметить ясно выраженное различие в затухании деформаций низовой и верховой призм и ядра. Деформации глинистого ядра меньше, чем призм, что объясняется разным характером протекания осадок при сейсмическом воздействии. Материалы ядра, переходных зон и упорных призм оказались достаточно близкими по своим деформативным свойствам, ядро было очень тонким и пластичным, поэтому при землетрясении не возникло трещин ни в ядре, ни на границах между различными элементами.

Следует рассмотреть поведение земляной плотины **Шейхантаур** на арыке Боз-Су в Ташкенте (см. табл. 1.3) во время землетрясения 1966 г. силой 6—8 баллов (толчки вертикальные). Деформации плотины после землетрясения были минимальными (рис. 1.15). Поперечная несквозная трещина на гребне возникла на участке примыкания здания ГЭС к плотине. Глубина трещины не превышала 1 м, ширина раскрытия достигала

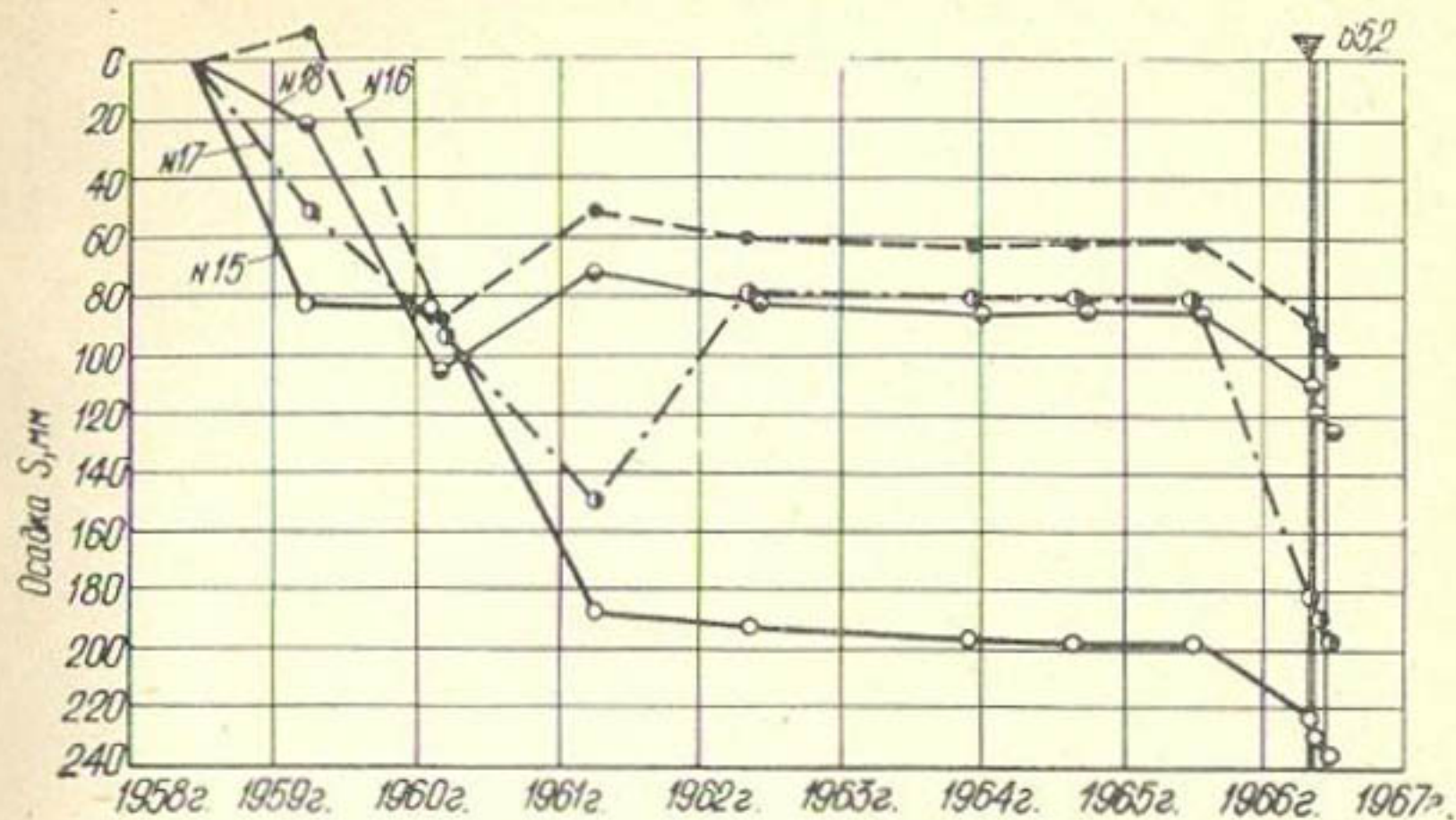


Рис. 1.15. Осадки гребня Шейхантаурской плотины по реперам 15—18 до и после землетрясений 26/IV и 9—10/V 1966 г.

3 см. Максимального значения мгновенная осадка достигла при землетрясении силой 8 баллов 26 апреля 1966 г., в дальнейшем сейсмическая осадка затухала от толчка к толчку, причем осадки отмечались лишь при землетрясениях силой свыше 6—7 баллов. Как видно из рис. 1.15, деформация при сейсмических колебаниях составляет лишь небольшую часть многолетней осадки плотины.

Значительное трещинообразование было отмечено на **Чир-Юртской** плотине в Закавказье (см. табл. 1.3) при землетрясении 14 мая 1970 г. силой до 9 баллов при ускорениях примерно $0,25 g$. Плотина максимальной высотой 37,5 м имеет широкое ядро из суглинистого грунта (заложение откосов ядра $m=1$), уложенного с плотностью $\rho_{ск}=1,67 \text{ т/м}^3$, и гравелисто-галечниковые призмы с $\rho_{ск}=2,23 \text{ т/м}^3$.

Трещины имели направление вдоль гребня плотины почти по всей длине в зонах между ядром и упорными призмами шириной до 15 см и глубиной около 5—7 м. Образование их можно объяснить различием деформативных свойств грунтов ядра и упорных призм плотины.

Анализ результатов воздействия землетрясения на плотины из местных материалов [70—75, 30] и результатов исследований моделей на сейсмоплатформе [72] позволяет классифицировать остаточные сейсмические

деформации этого типа сооружений следующим образом:

1) вертикальная осадка тела плотины, обусловленная дополнительным уплотнением грунта при сейсмическом воздействии;

2) оползание откоса, горизонтальные смещения и искажения профиля плотин, происходящие в результате перемещения материала по откосам при сейсмических воздействиях;

3) продольные и поперечные трещины на гребне и откосах плотины, образующиеся в зонах растяжения и оползания материала;

4) продольные и поперечные трещины, возникающие между различными по деформативным свойствам материалами.

Кроме того, можно сделать следующие выводы:

а) трещины являются основным видом динамических деформаций как в связном грунте противифльтрационных элементов (ядре, экране), так и на контакте между различными связными и сыпучими материалами;

б) размеры трещин, возникающих в сооружениях из грунта, зависят от параметров землетрясения, свойств каждого из грунтов и их соотношения, геометрии плотины и вида основания;

в) все плотины, указанные в табл. I.3, имели трещины различных размеров и направлений, в том числе некоторые плотины разрушились вследствие образования трещин разрыва как в продольном, так и в поперечном направлениях и дальнейшего размыва по трещинам.

Таким образом, приведенный анализ показал, что определение размеров трещин (ширины, глубины проникания, длины распространения) и их направлений и установление необходимых мероприятий по предотвращению трещинообразования являются одной из основных задач расчетов плотин при динамических воздействиях.

3. ПРИЧИНЫ ОБРАЗОВАНИЯ ТРЕЩИН И ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ. КЛАССИФИКАЦИЯ ТРЕЩИН

Анализ результатов натурных наблюдений позволяет определить основные причины трещинообразования в ядрах и экранах каменно-земляных плотин. Главные из них — неравномерные деформации как сооружения в

целом, так и отдельных его, элементов, приводящие к появлению ослабленных зон, областей предельного состояния, растяжения, сдвиговых деформаций и т. п. Кроме того, можно выделить ряд факторов, влияющих на характер напряженно-деформированного состояния сооружения.

1. *Топографические условия расположения сооружения.* При устройстве плотин с ядрами и экранами в узких каньонах или створах с достаточно крутыми бортами или значительными уступами и переломами возникает опасность больших неравномерных деформаций ядер и экранов, в результате чего образуются зоны сдвига и растяжения, особенно в гребневой части, и как следствие появляются поперечные и даже сквозные трещины на гребне или нарушается контакт ядро — основание из-за больших сдвигов по контакту.

2. *Геологические условия строительства.* При наличии в основании слабых прослоев, линз, просадочных грунтов и т. п. при возведении сооружения и наполнении водохранилища могут происходить весьма интенсивные значительные осадки основания и различных элементов плотин, расположенных на этих участках. Имеющиеся в основании тектонические разломы и трещины сброса могут вызывать нежелательные значительные подвижки основания (особенно при сейсмических воздействиях) и как следствие неравномерные деформации элементов самого сооружения.

3. *Конструктивные особенности плотины.* Плотины из местных материалов состоят из элементов, выполненных из грунтов с разными прочностными и деформативными свойствами. Различия в сжимаемости этих элементов в результате действия собственного веса грунта, гидростатического давления воды (с учетом просадки материалов от замачивания), сейсмических воздействий и т. п. приводят к существенному перераспределению деформаций и напряжений, возникновению арочного эффекта, развитию касательных напряжений на контакте различных элементов и образованию трещин. В плотинах с экраном осадка подэкранового материала низовой упорной призмы может вызывать недопустимые деформации самого экрана с точки зрения его целостности.

4. *Свойства материалов плотин.* Выбор материала для плотины — один из важнейших вопросов. Качество материалов (их зерновой состав, плотность, сжимае-

мость, реологические свойства, пластичность для глинистых грунтов, способность к перераспределению деформаций) может либо усиливать, либо уменьшать эффект от неравномерных деформаций сооружения. Недоуплотнение материала приводит к существенным осадкам его, особенно в процессе наполнения водохранилища или воздействия дополнительных нагрузок (динамические, сейсмические и др.).

5. *Характер действующих нагрузок.* В зависимости от характера нагрузок, в частности темпов наращивания плотины, скорости наполнения водохранилища, величины и продолжительности сейсмических воздействий, попеременного увеличения и уменьшения нагрузок при сработке и наполнении водохранилища, изменяется картина напряженно-деформированного состояния и соответственно изменяются тенденции трещинообразования. Таким образом, условия производства работ по возведению плотины и условия эксплуатации играют существенную роль.

6. *Прочие факторы.* К ним относятся атмосферные воздействия, вызывающие образование трещин усадки или усушки, морозобойные трещины, особенности микро-рельефа (поверхности контакта ядро — основание), плохо подобранный состав фильтра за ядром или экраном или его сегрегация в процессе отсыпки и т. п.

Все эти факторы так или иначе необходимо учитывать при проектировании плотин из местных материалов.

Трещины, образующиеся в ядрах и экранах, по своему расположению, конфигурации, происхождению и т. д. могут быть классифицированы следующим образом:

а) *по геометрии и расположению* — поверхностные и внутренние, поперечные (вдоль потока) и продольные, сквозные и закрытые, волосяные ($\delta < 1$ мм), широкие ($\delta \approx 5$ см) и зияющие ($\delta > 5$ см);

б) *по виду вызывающих воздействий* — возникающие при статических воздействиях от массы грунта, давления воды в верхнем бьефе, а также при динамических или сейсмических воздействиях, и трещины усушки, усадки, морозобойные трещины в поверхностных зонах, появляющиеся в результате действия атмосферных факторов при незащищенной поверхности глинистого материала;

в) *по характеру происхождения* — трещины отрыва.

в основном наблюдающиеся в верхней, гребневой зоне ядра и являющиеся следствием образования областей растяжения; трещины сдвига, возникающие во внутренних зонах в основном вблизи контакта ядра (экрана) с основанием вследствие образования зон предельного состояния — скольжения; трещины от размыва на контакте противифльтрационного устройства и фильтра, образующиеся в результате эрозии грунта при фильтрационном потоке;

г) *по потенциальной опасности* — очень опасные — сквозные поперечные или продольные трещины, создающие сосредоточенные пути фильтрации через противифльтрационные устройства; опасные — продольные и поперечные несквозные трещины разрыва на гребне или закрытые трещины скольжения внутри плотины, которые при дополнительных воздействиях могут привести к опасному нарушению сплошности и развитию сквозных трещин; мало опасные — незначительные трещины в верхней зоне (растяжения, усадки и т. п.), стабилизированные, распространяющиеся на небольшую глубину, легко обнаруживаемые и ликвидируемые с минимальными затратами средств.

Такая классификация, безусловно, не исчерпывает всех возможных случаев и видов трещинообразования, однако она позволяет сформулировать основные направления в изучении процессов трещинообразования, в разработке методики оценки и способов предотвращения образования трещин (см. главы III, IV, V).

Глава II

СУЩЕСТВУЮЩИЕ ВЗГЛЯДЫ НА ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ И ПРИБЛИЖЕННЫЕ МЕТОДЫ ОЦЕНКИ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Фактические данные об опасности трещинообразования и возникновении трещин на ряде построенных каменно-земляных плотин с грунтовыми ядрами и экранами обусловили в последние годы повышенный интерес к вопросу прогноза и оценки трещинообразования. Имеющиеся по данной проблеме работы можно условно разделить на две группы: в одних в основном излагаются общие соображения о причинах возникновения трещин, базирующиеся, как правило, на анализе поведения конкретных объектов или на анализе упрощенных схем возможного деформирования элементов ядер и экранов; в других авторы, принимая определенные допущения, рассматривают отдельные аспекты вопроса (поверхностные трещины отрыва, трещины вследствие перекосов и т. п.) и предлагают приближенные способы оценки трещинообразования.

Следует отметить, что критерии оценки вероятности появления тех или иных трещин в общем во всех предложениях одинаковы и базируются на использовании известных теорий прочности. Иначе говоря, при определении разрушения типа отрыва (поверхностные трещины) наиболее приемлемыми оказываются I и II теории прочности [1], а при разрушениях типа сдвига — теория прочности Мора, условие Боткина либо некоторые другие условия, соответствующие сложному напряженному состоянию [6].

С другой стороны, основой для оценки поведения сооружения, образования областей, опасных с точки зрения трещинообразования, является, как уже указывалось, знание напряженно-деформированного состояния

расматриваемого сооружения или его элементов. В этом плане методы определения напряженно-деформированного состояния плотин, применяемые разными авторами, различны и, следовательно, отличаются и результаты решения.

Учитывая различную степень проработки поставленных вопросов у отдельных авторов, необходимо кратко остановиться на всех наиболее известных предложениях, чтобы у читателя, с одной стороны, сложилось достаточно полное представление об изученности вопроса и, с другой, чтобы более обоснованно определить основные задачи, требующие своего решения, и методы их реализации.

2. ИМЕЮЩИЕСЯ ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ОЦЕНКЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ

Впервые на важность изучения проблемы трещинообразования в земляных сооружениях указал проф. А. Казагранде в 1950 г.

Н. Л. Шерард [76] в дальнейшем, проанализировав данные натурных наблюдений за трещинообразованием, сформулировал некоторые принципы классификации трещин и выявил ряд факторов, влияющих на трещинообразование. На рис. II.1, а, б представлены схемы трещин по Шерарду. Анализируя показатели качества грунтов, примененных для противофильтрационных устройств плотин, и характер поведения соответствующих плотин, Н. Л. Шерард высказал предположение о границах зерновых составов глинистых грунтов, при использовании которых трещинообразование менее вероятно. Автор считает, что глинистые грунты с числом пластичности $W_p < 15\%$ более подвержены образованию трещин, чем грунты более пластичные или с большим содержанием крупных фракций. Это суждение, однако, без анализа работы сооружения в целом, по-видимому, является недостаточным для принятия каких-либо рекомендаций.

Классификация же, предложенная Н. Л. Шерардом, в целом правильно отражает особенности появления тех или иных трещин в зависимости от неблагоприятных условий геометрии створа, наличия или отсутствия сильно сжимаемых зон, сжимаемости основания и т. п., приводящих к неравномерным деформациям отдельных элементов и деталей сооружения.

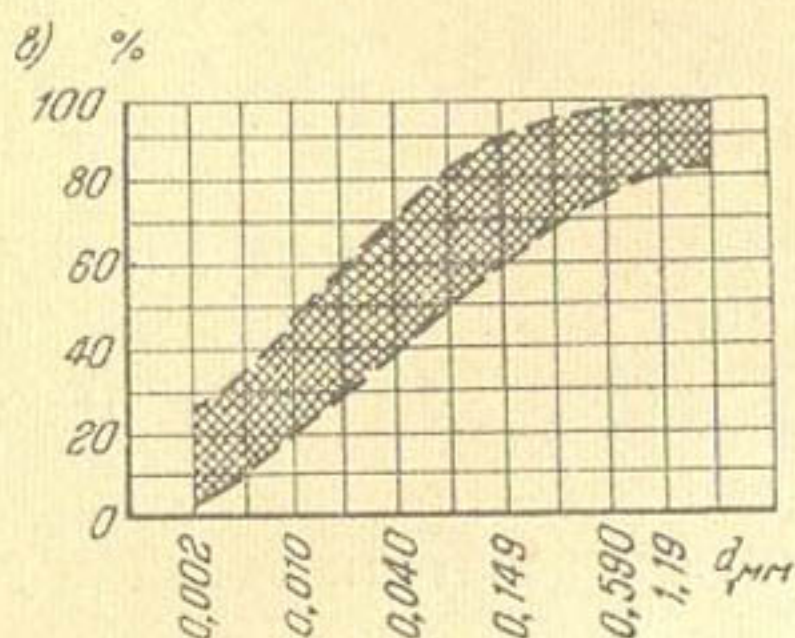
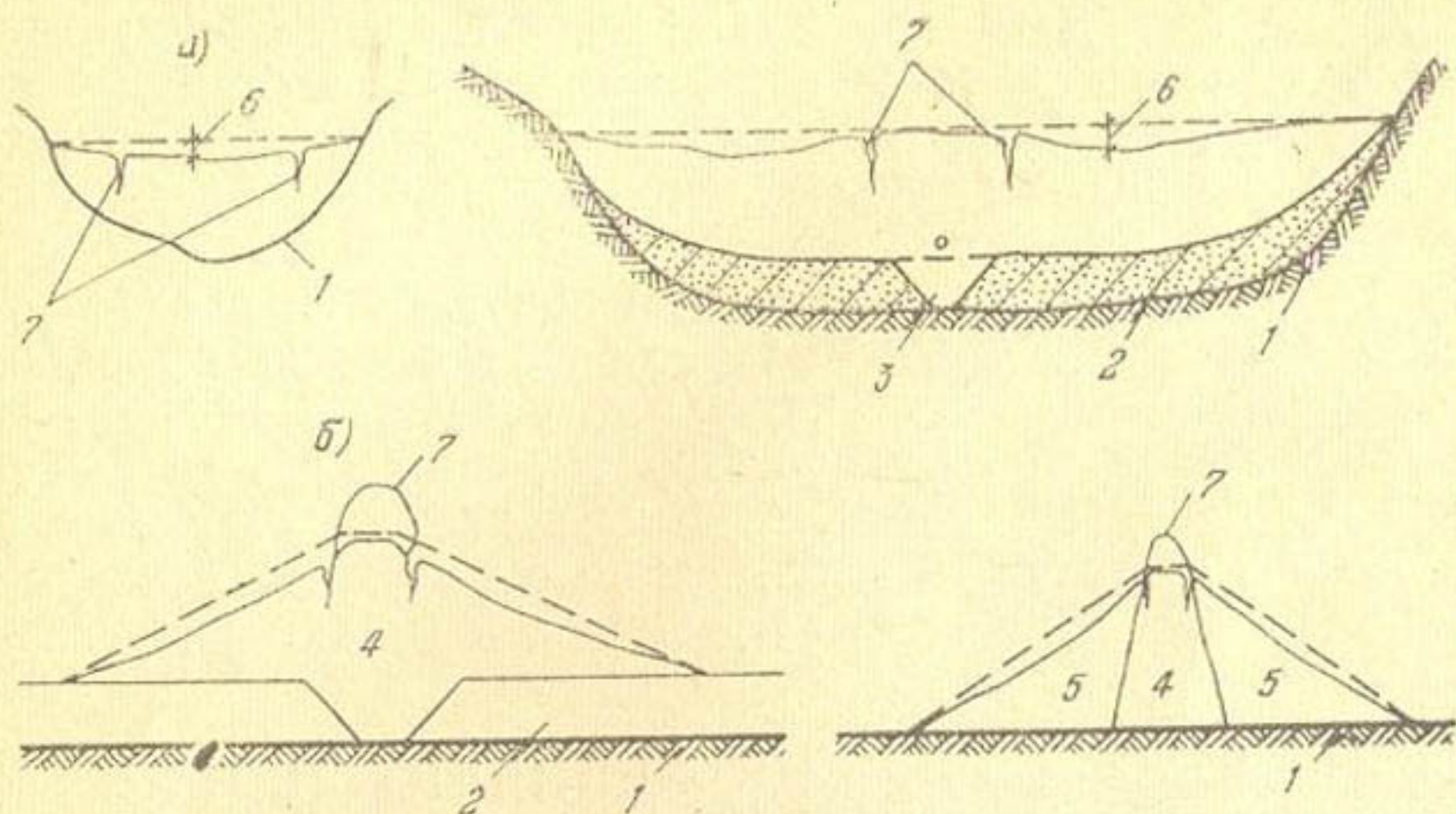


Рис. II.1. Схемы расположения поперечных трещин в продольном сечении (а), продольных трещин (б) и зона зерновых составов грунтов, при которых трещинообразование более вероятно (в)

1 — контур скального основания; 2 — рыхлые отложения в основании; 3 — зуб в основании из плотного грунта; 4 — уплотненный грунт ядра или насыпи; 5 — упорные призмы; 6 — осадка гребня; 7 — трещины

Б. Кьяренсли [67] были высказаны предположения о причинах возникновения внутренних трещин на основе анализа процесса трещинообразования в узком ядре каменно-земляной плотины Хиттеювей, выявленных после резкого увеличения фильтрационных расходов через ядро при наполнении водохранилища (см. главу I).

Измерениями осадок и порового давления в ядре плотины установлены большие различия в деформируемости ядра, переходных зон и призм на контакте ядра с переходной зоной. Причем особенно явно это проявляется после наполнения водохранилища, т. е. при создании дополнительного давления.

Б. Кьяренсли была выдвинута гипотеза о происхождении явления, названного им «гидравлическим разры-

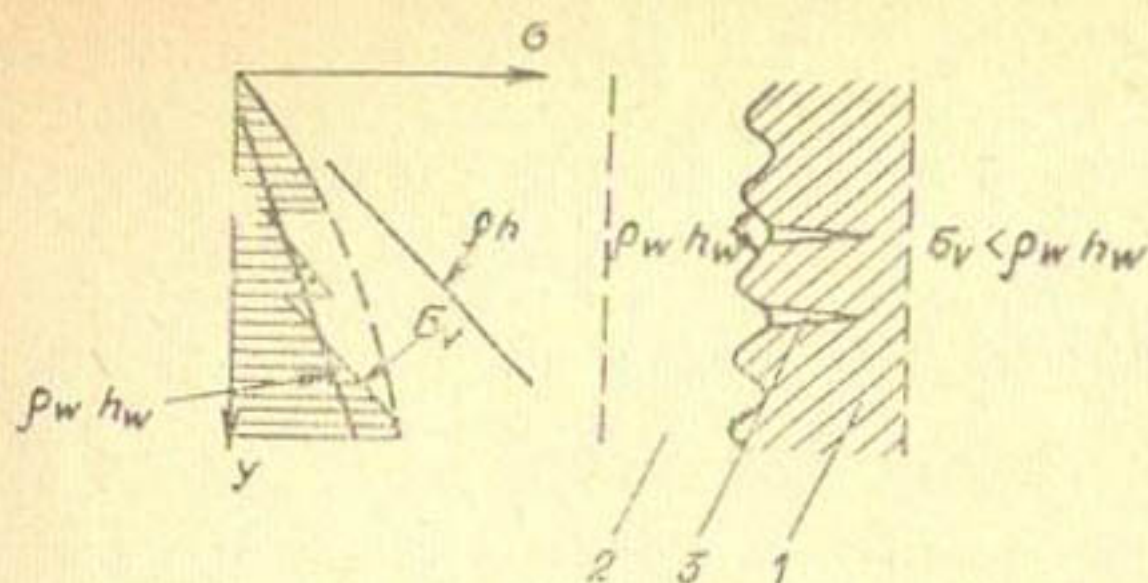


Рис. II.2. Схема возникновения внутренних трещин разрыва в ядре
1 — элемент ядра; 2 — элемент призмы; 3 — трещины

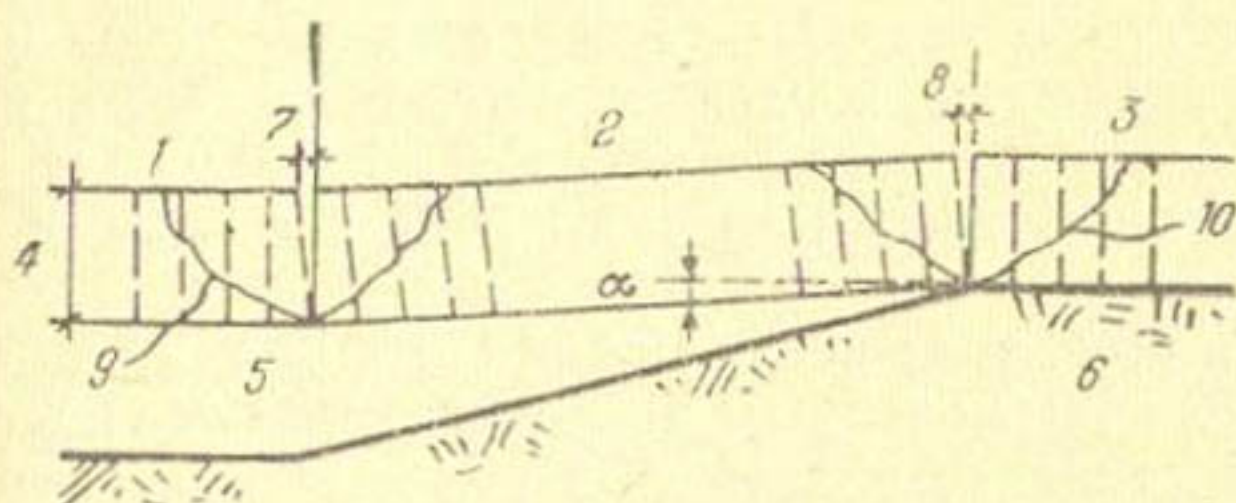


Рис. II.3. Схема образования зон сжатия и растяжения на гребне ядра в продольном направлении

1 — 3 — номера зон; 4 — верхние слои ядра; 5 — аллювий в основании или нижняя часть ядра; 6 — скала; 7 — переко с внахлест с углом α ; 8 — переко с разрывом с углом α ; 9 — зона сжатия; 10 — зона растяжения

вом», вызванного перераспределением напряжений в приконтактной зоне. На рис. II.2 схематично проиллюстрирована эта гипотеза. Автор утверждает, что «гидравлический разрыв» может наблюдаться до отметок, где общее вертикальное давление грунта меньше, чем давление воды в соответствующей точке, способствующее «расклиниванию» ядра. Это, по сути, то же, что мы обычно называем арочным эффектом с дополнительным влиянием напорных вод. Хотя гипотеза построена на умозрительных предположениях, правомерность ее, по нашему мнению, вполне вероятна.

Д. Лоу [72] в своем докладе на X конгрессе по большим плотинам в Монреале сформулировал следующие принципы классификации трещинообразования. Им предложено подразделять трещины на поперечные, горизонтальные и продольные. Отмечая, что наиболее опасными являются сквозные поперечные трещины

на гребне ядер плотин, Д. Лоу основное внимание уделяет объяснению причин их образования, используя при этом гипотезу о неравномерных осадках отдельных секций ядра в продольном сечении (рис. II.3).

Для определения глубины возможного распространения трещины Д. Лоу предлагает использовать условие предельного состояния для устойчивого вертикального откоса, согласно К. Терцаги. Д. Лоу считает необходимым при оценке трещинообразования учитывать способность материала приспособливаться к неравномерным деформациям (благодаря развитию пластических деформаций). Для снижения трещиноопасности Д. Лоу рекомендует верхний слой толщиной более возможной глубины трещины укладывать после прохождения основных осадок предыдущих слоев. Это, безусловно, разумное предложение не всегда может быть согласовано с общим графиком возведения плотины и потребностями системы гидроузла.

Г. А. Леонардс и Ж. Нарайн [68] также считают, что поперечные трещины на гребне наиболее распространены и наиболее опасны для целостности сооружения. Полагая, что причиной появления таких трещин является наличие зон растяжения при неравномерной осадке насыпи в продольном сечении, они предложили приближенный способ определения значений возможных относительных удлинений верхней зоны ядра (слоя) при заданной на основании натурных наблюдений эпюре вертикальных перемещений гребня.

Определение искомых значений относительных деформаций фактически сводится в такой постановке к решению плоской задачи теории упругости о напряженно-деформированном состоянии балки. При этом авторы принимают: 1) эпюра осадок верхней границы задана; 2) собственный вес балки не учитывается; 3) материал балки подчиняется закону Гука; 4) перемещения у концов балки (примыкания к бортам) отсутствуют; 5) нагрузка от воды верхнего бьефа не учитывается.

Математическая аппроксимация кривой осадки задается в виде

$$s_{y=0} = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{n=\infty} (a_n \cos \alpha x + b_n \sin \alpha x), \quad (\text{II.1})$$

где x, y — координаты балки;

$$\alpha = \frac{n \pi}{L};$$

n — порядковый номер участков, на которые делится кривая осадки при определении коэффициентов в рядах Фурье;

$2L$ — длина балки по гребню;

a_0, a_n, b_n — коэффициенты ряда Фурье.

В результате решения определяются все компоненты деформаций, в том числе искомые относительные горизонтальные деформации ϵ_x в виде:

$$\epsilon_x = -H \sum_{n=1}^{n=\infty} \left\{ \frac{\alpha \operatorname{sh} \alpha H}{\operatorname{sh} \alpha H + \alpha H \operatorname{ch} \alpha H} \right\} (a_n \cos \alpha x + b_n \sin \alpha x). \quad (\text{II.2})$$

Для низких плотин большой протяженности по гребню при $2L/H > 50$ решение упрощается, учитывая, что в этом случае формулы теории упругости почти совпадают с формулами сопротивления материалов для чистого изгиба.

Тогда из формулы (II.1) определяется кривизна кривой как $R = 1/f''(x)$,

а при $y=0$, $\epsilon_x = \frac{H}{2} f''(x)$

$$\epsilon_x = -H \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{\alpha^2}{2} (a_n \cos \alpha x + b_n \sin \alpha x). \quad (\text{II.3})$$

Критерии оценки вероятности образования трещин, по Г. А. Леонардсу и Ж. Нарайну, состоят в сопоставлении расчетных относительных деформаций удлинения ϵ_x с фактическими для данного грунта, определяемыми опытным путем при испытании грунтовых балок в условиях чистого изгиба (эквивалентного растяжения) по специально разработанной авторами методике (см. главу V).

Ж. Биарез и П. Лонде [71] на основе анализа работы каменно-земляных плотин, состоящих из элементов с различными деформативными свойствами, отмечают, что на трещинообразование влияет многообразие различных факторов (особенности конструкции плотины, свойства материалов, их деформируемость, способ укладки и т. п.). Авторы пытаются, объединив совокупность влияний этих факторов некоторыми обобщенными эмпириче-

скими параметрами, оценить, в каких случаях и при каких условиях трещинообразование более вероятно.

Для оценки способности глинистого грунта ядра препятствовать образованию трещин авторы вводят параметр B , учитывающий влияние природных свойств грунта — числа пластичности W_p , предела раскатывания W_r , влажности W , коэффициента водонасыщения G на уплотнение, свойства сжатия и растяжения и т. п.:

$$B = (W_p)^{0,5} \left(\frac{W}{G W_r} \right)^2. \quad (II.4)$$

Эта эмпирическая зависимость степени влияния указанных факторов на величину B установлена на основе анализа результатов экспериментальных исследований глинистых грунтов сдвигу с определением параметра хрупкости f (см. главу V).

Второй параметр A , определяющий общий характер деформируемого состояния упорных призм, учитывает особенности конструкции плотины, свойства материалов упорных призм и т. п.:

$$A = \alpha \left(\frac{H^{1,5}}{1000} \right) e^{0,5} \left(100 \frac{D_{10}}{D_{60}} \right)^{0,15} \frac{1}{m}, \quad (II.5)$$

где α — параметр относительной сжимаемости материала упорных призм; рекомендуется принимать равным 1 для каменной наброски и 0,5 для гравелисто-галечникового грунта;

$\frac{H^{1,5}}{1000}$ — параметр, определяющий возможные (по данным Лаутона и Лестера) относительные осадки упорных призм в целом;

$e^{0,5}$ — параметр уплотняемости отдельного уложенного слоя грунта толщиной e ;

$\left(100 \frac{D_{10}}{D_{60}} \right)^{0,15}$ — параметр, характеризующий влияние зернового состава на деформируемость материала упорных призм;

$\frac{1}{m} = \frac{1}{0,5(m_B + m_H)}$ — параметр, приближенно характеризующий геометрию профиля (m_B и m_H — заложения верхового и низового откосов).

Входящие в эту формулу факторы и коэффициенты при них получены на основе анализа данных натурных

наблюдений за влиянием тех или иных особенностей на поведение сооружения.

Сопоставление значений параметров A и B , полученных для ряда построенных каменно-земляных плотин с ядрами (17 объектов), позволило выявить, при каких соотношениях A и B трещинообразование более вероятно (рис. II.4). Авторы пришли к следующим выводам: 1) трещины в плотинах не образуются при $A < 1,5$; 2) более высоким значениям B соответствует лучшая приспособляемость грунта ядра к неравномерным деформациям.

Я. Л. Коган, Г. А. Овсянкина, А. Г. Чернилов [21] предложили метод установления возможности трещинообразования на гребне ядер плотин на основе анализа эпюры вертикальных перемещений гребня в продольном сечении ядра плотины, расположенной в каньоне (рис. II.5). Анализ эпюры осадок, обусловленных неравномерным сжатием грунта в каньоне, позволил авторам с учетом ряда предпосылок при рассмотрении геометрических соотношений компонент перемещений определить величину относительной деформации растяжения на участке гребня длиной l , где неравномерность осадки максимальна:

$$\epsilon_x = \Delta l / l \text{ или } \epsilon_x = 0,5 R^2, \quad (\text{II.6})$$

где $R = \frac{\Delta h}{l}$ — коэффициент неравномерности осадки;

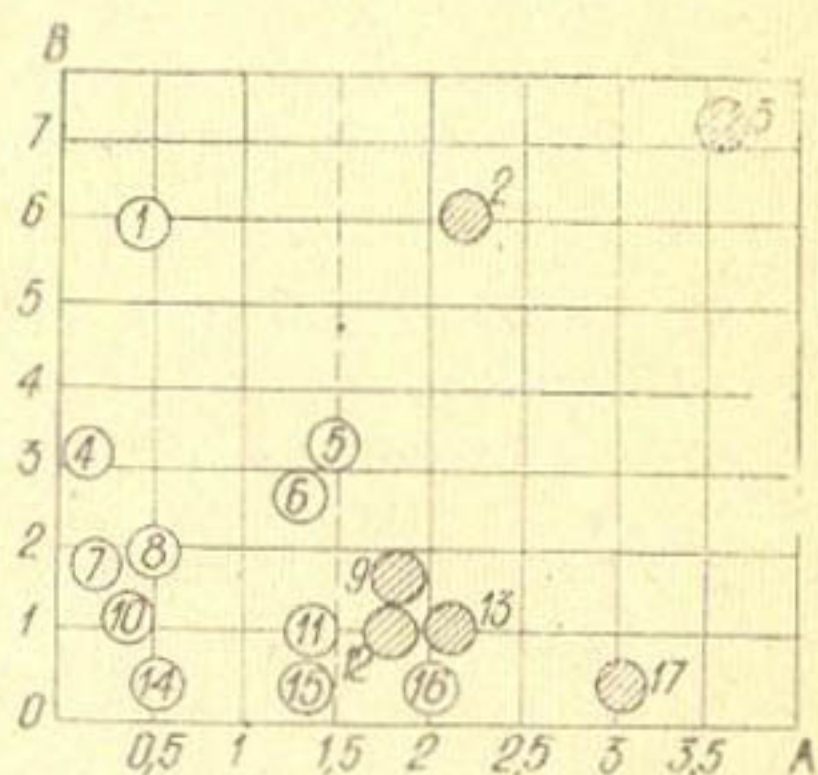


Рис. II.4. Диаграмма соотношений параметров A и B для ряда плотин с ядрами

1 — Фурнас; 2 — Инфернильо; 3 — Джатилухур; 4 — Шек Пик; 5 — Акосомбо; 6 — нетцахуалкойотл; 7 — Грейс; 8 — Сер-Понсон; 9 — Раунд Батт; 10 — Трийинти; 11 — Гешенераль; 12 — Хиттеювей; 13 — Коугар; 14 — Свифт; 15 — Оровилл; 16 — Мессауре; 17 — Гепач (заштрихованы точки, где наблюдались трещины)

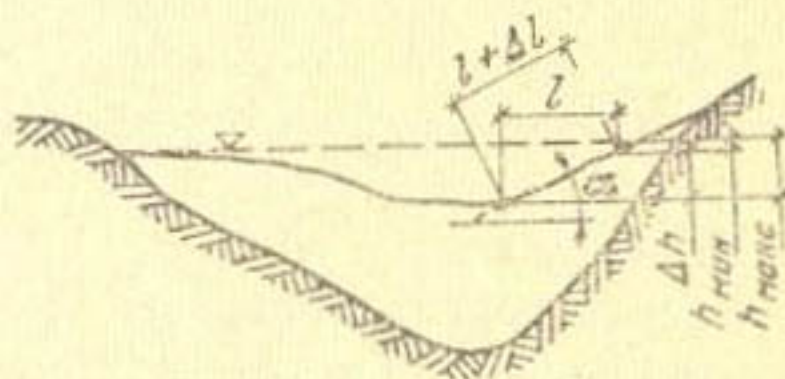


Рис. II.5. Расчетная схема для приближенного прогноза поперечных трещин на гребне по неравномерным осадкам

Δh — осадка на участке длиной l ;
 $\Delta l = l' - l$ — абсолютная величина деформации растяжения на участке l .

Сопоставление определенного таким образом значения ϵ_x с предельной относительной деформацией растяжения грунта ϵ_p , найденной экспериментально, позволяет судить о возможности трещинообразования, т. е. при $\epsilon_x > \epsilon_p$ трещины могут появляться. При этом раскрытие вероятной трещины предлагается определять по формуле

$$\delta = \Delta l = 0,5 R^2 l. \quad (II.7)$$

М. Долежаловой [18, 19] для выявления возможности трещинообразования на гребне ядер плотин были, по сути, приняты те же критерии сопоставления расчетных и действительных значений относительных деформаций растяжения ϵ_x . При этом расчетные значения ϵ_x определялись из решения плоской задачи теории упругости о напряженно-деформированном состоянии продольного сечения ядра (см. главу III) и проводилась оценка влияния таких факторов, как крутизна бортов каньона, порядок возведения, свойства грунтов и т. п. на величину искомых параметров относительных удлинений или растягивающих напряжений.

Взяв за основу решение задачи при мгновенном возведении, М. Долежалова предложила путем корректировки с учетом консолидации (введения α_k) определять ϵ_x при условии постепенного возведения. В этом случае критерий отсутствия трещин приобретал вид

$$[\epsilon_x]_{\text{пост. возв}} = \alpha_k [\epsilon_x]_{\text{мгн. возв}} < \epsilon_p, \quad (II.8)$$

где $[\epsilon_x]_{\text{пост. возв}}$ — максимальные относительные удлинения на гребне постепенно возведенной плотины;

$[\epsilon_x]_{\text{мгн. возв}}$ — то же, при мгновенном возведении в соответствии с расчетом [19];

α_k — коэффициент консолидации, зависящий от физического состояния грунта, принимаемый на основе соответствующих экспериментов [31].

Рассмотренные предложения касались в основном оценки возможности появления поверхностных трещин на гребне. В то же время, как указано в главе I, при достаточно крутых бортах каньона, в котором возводится ядро, есть опасность появления сдвиговых нарушений в области контакта ядро-основание.

И. М. Васильевым [5] впервые явление трещинообразования в глинистом ядре в области примыкания к

основанию было связано с проявлением деформаций перекося материала при неравномерных его осадках в каньоне и возникновением зон предельного состояния. При установлении размеров области предельного состояния И. М. Васильев предполагает, что компоненты напряжений и перемещений в любой момент времени могут быть определены из решения одномерной задачи (т. е. не учитываются боковое расширение, горизонтальные смещения и т. п.). Тогда горизонтальные напряжения в любой точке

$$\sigma_x = \zeta \sigma_z, \quad (\text{II.9})$$

где σ_z — вертикальные напряжения; ζ — коэффициент бокового давления. Касательные напряжения, согласно закону Гука,

$$\tau = \text{tg } \delta G, \quad (\text{II.10})$$

где G — модуль сдвига материала, равный $G = E/2(1 + \mu)$;

μ — коэффициент Пуассона, равный $\mu = \frac{\zeta}{1 + \zeta}$.

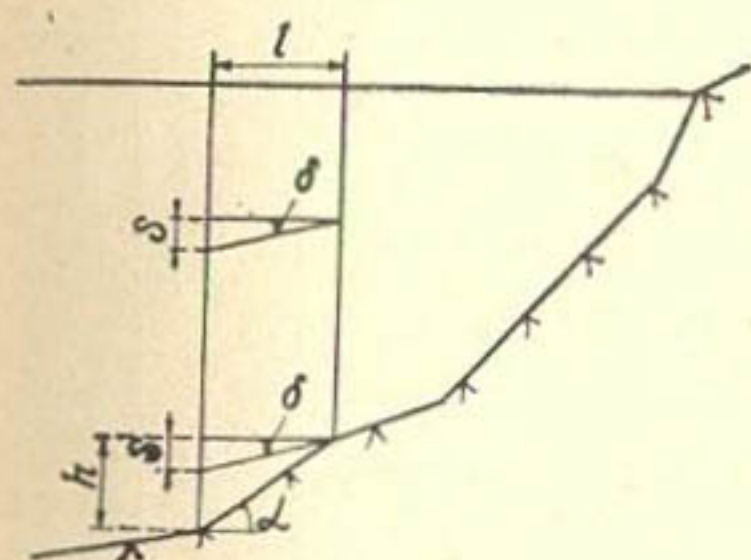


Рис. II.6. Схема к определению угла сдвига δ при перекосах грунта

В соответствии с расчетной схемой перекося (рис. II.6) угол сдвига δ определяется по формуле простого сдвига как $\delta = S/l$. Критерий наличия предельных зон автор определяет, используя теорию прочности Мора с прямолинейными огибающими, в виде

$$\sin \theta = \frac{\sqrt{\sigma_z^2 (1 - \zeta)^2 + 4 (\text{tg } \delta \cdot G)^2}}{\sigma_z (1 + \zeta) + 2 c_c \text{ctg } \varphi} \leq \sin \varphi, \quad (\text{II.11})$$

где φ и c_c — параметры сопротивления грунта сдвигу.

Предельный угол сдвига, соответствующий условию $\sin \theta = \sin \varphi$, определяется по зависимости

$$[\text{tg } \delta] = \frac{1}{2G} \sqrt{\sin^2 \varphi [\sigma_z (1 + \zeta) + 2 c_c \text{ctg } \varphi - \sigma_z^2 (1 - \zeta)^2]}, \quad (\text{II.12})$$

а угол наклона борта, при котором зоны предельного состояния отсутствуют, будет равен:

$$[\alpha] > \operatorname{arctg} \frac{[\operatorname{tg} \delta] h}{S}, \quad (\text{II.13})$$

где h — высота призмы грунта, осадки которой вызывают неравномерные деформации.

Авторами [5, 50] были проведены экспериментальные исследования характера разрушения материала на специальных установках по перекосу образцов глинистого грунта при напряжениях до 4 МПа и при воздействии фильтрационного потока. Нарушение сплошности оценивалось как визуально, так и путем анализа измеряемых величин порового давления и коэффициентов фильтрации.

Для исследуемых грунтов наибольшие углы перекосов составляли 12—15°. Данные табл. II.1 свидетельст-

ТАБЛИЦА II.1

№ опыта	Грунт	Влажность, %	Плотность, г/см ³	Давление, МПа	[tg δ]			
					визуально	по изменению порового давления	по изменению коэффициента фильтрации	по формуле (II.12)
1	Лангарский суглинок	20,4	1,67	0,2	0,075	—	—	0,09
2		17	1,79	0,45	0,11	0,105	0,1	0,13
3		14	1,9	0,8	0,15	0,15	0,1	0,13
4		15	1,8	0,8	0,12	0,08	—	0,08
5		14	1,9	0,4	0,11	0,08	—	0,08
6	Чарвакский суглинок	14	1,85	0,65	0,12	0,14	—	0,14
7		14	1,89	0,8	0,12	—	—	0,13
8		13	1,86	1,2	0,063	—	—	0,07
9		12	1,9	3	0,06	—	—	0,06
10		17	1,79	0,52	0,12	0,15	0,1	0,12

вуют о достаточно хорошем совпадении экспериментальных и расчетных результатов по определению угла сдвига ($\operatorname{tg} \delta$).

Аналогичные экспериментальные исследования позднее были выполнены во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева на больших консолидационных установках при давлениях до 6 МПа.

Ю. И. Сватеев [48] при определении зон предельного состояния в грунтовом ядре каменно-земляной плотины использовал также условие прочности Мора, но компоненты напряжений в продольном сечении получал

путем моделирования напряженного состояния методом фотоупругости. На основании анализа расположения зон предельного состояния Ю. И. Сватеев для различных очертаний каньона и прочностных свойств материала установил наиболее вероятные области трещинообразования. Для оценки предельной глубины трещины на гребне ядра (в области растяжения) им предложено использовать условие для вертикально стоящего откоса, т. е. глубину $h_{тр}$ определять следующим образом:

$$h_{тр} = \frac{2 c_c \cos \varphi}{\rho_{вл} (1 - \sin \varphi)}, \quad (II.14)$$

где $\rho_{вл}$, c_c , φ — соответственно плотность влажного грунта, сцепление при сдвиге и угол внутреннего трения.

Некоторые более подробные отдельные результаты исследований М. Долежаловой и Ю. И. Сватеева изложены в главе III.

3. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ И ПРЕДЛОЖЕНИЙ

Анализ существующих взглядов и предложений по оценке трещинообразования позволяет отметить следующее.

Основное внимание исследователи сосредотачивают на опасности появления трещин на гребне плотин вследствие наличия зон растяжения и внутренних сдвиговых нарушений в основном вблизи контакта грунта ядра (экрана) с основанием. По-видимому, объяснение основных причин, приводящих к возникновению трещин, достаточно убедительно.

Сделан общий вывод — трещины являются закономерным следствием проявления неравномерных деформаций материалов сооружения, обусловленных особенностями конструкции плотины, противофильтрационных устройств и створа, качеством грунтов, характером силовых воздействий.

Критерии для оценки в основном связаны с использованием простейших теорий прочности для условий растяжения или сдвига. Основное различие предлагаемых методов заключается в оценке напряженно-деформированного состояния ядра (экрана) и плотины в целом. В этом аспекте следует отметить, что предложения Г. Леонардса, И. М. Васильева, Я. Л. Когана и др. ос-

нованы на применении упрощенных представлений и схем о напряженно-деформированном состоянии, не учитывающих ряда весьма важных факторов, таких, как переменность свойств грунтов, плоский или пространственный характер работы конструкции и т. п. При этом рекомендации, основанные на этих предложениях, позволяют судить лишь о возможности трещинообразования на отдельных участках и не дают представления о всей картине деформируемости ядер (экранов) и общих тенденциях, приводящих к образованию тех или иных трещин. В этом плане результаты исследований М. Долежаловой и Ю. И. Сватеева по установлению влияния ряда факторов на напряженно-деформированное состояние ядра в продольном направлении (плоская задача) можно считать определенным шагом вперед, хотя и в них имеется ряд допущений, искажающих действительную картину работы сооружения (см. главу III).

В главе III будут рассмотрены результаты более поздних исследований напряженно-деформированного состояния плотин с ядрами и экранами. Следует еще раз отметить, что этот вопрос является одним из основных при оценке трещинообразования.

Предложения Б. Кьяренсли, Ж. Биареза и др. позволяют сделать лишь приближенную качественную оценку причин и условий образования трещин и не дают конкретного ответа на вопрос, какие факторы и в какой степени влияют на трещинообразование и как можно определить области и параметры возникающих трещин.

Вторым, на наш взгляд, существенным недостатком ряда имеющихся предложений является полное отсутствие или недостаточность сведений о прочностных и деформативных свойствах глинистых грунтов (особенно в условиях растяжения), необходимых для использования в указанных критериях оценки. Даже при условии принятия указанных выше наиболее простых критериев оценки трещинообразования (теории прочности для случаев растяжения или сдвига) необходимо иметь достоверные сведения о прочностных и деформативных показателях связных грунтов, закономерностях их изменения в зависимости от многообразия факторов (плотности, влажности, включений крупнозема, времени и т. п.). Этому вопросу посвящена глава V.

Отсутствие в ряде изложенных предложений законченных решений, базирующихся на достоверном знании

напряженно-деформированного состояния и прочностных свойств грунтов, как правило, не позволяет их авторам сформулировать достаточно обоснованных рекомендаций по предотвращению возникновения трещин. Предложения М. Долежаловой, Ю. И. Сватеева, И. М. Васильева, Г. Леонардса, Я. Л. Когана и др. могут быть применены для приближенных оценок (см. главу VI) и во всяком случае могут служить исходными при разработке более обоснованных способов прогноза трещинообразования.

В решении проблемы трещинообразования в глинистых ядрах и экранах каменно-земляных плотин намечены следующие основные направления:

- 1) определение напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин, их ядер и экранов в зависимости от влияния различных факторов (конфигурации створа и геометрии плотины, условий возведения и эксплуатации, свойств материалов, слагающих плотину, силовых воздействий и т. п.), установление наиболее опасных при тех или иных условиях зон трещинообразования;

- 2) определение прочностных и деформативных свойств глинистых грунтов, используемых для устройства ядер и экранов плотин, с точки зрения возможного в них трещинообразования, оценка влияния различных факторов (плотности, влажности, пластичности, наличия крупнозернистых включений и др.) на изменение этих свойств;

- 3) оценка вероятности образования трещин с определением зон разрушения, параметров трещин на основе данных расчетов и исследований с использованием различных критериев прочности;

- 4) разработка мероприятий по предотвращению или уменьшению опасности трещинообразования.

Глава III

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН, ГЛИНИСТЫХ ЯДЕР И ЭКРАНОВ

На основании изложенного в главах I и II можно утверждать, что оценка трещинообразования в глинистых ядрах и экранах плотин прежде всего связана с определением зон предельного состояния растяжения или сдвига, которые могут быть найдены на основе анализа напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин. Решение задачи о напряженно-деформированном состоянии столь сложных сооружений с учетом влияния многочисленных факторов (пространственность работы конструкции, нелинейность связей между напряжениями и деформациями в прунтах, ползучесть и релаксация, многообразие действующих нагрузок и т. п.) встречает большие трудности. В то же время результаты решения отдельных задач с введением ряда упрощающих предпосылок дают достаточно полную информацию об основных процессах деформирования каменно-земляных плотин, которая может быть положена в основу оценки трещинообразования в ядрах и экранах.

В последние годы усовершенствовалась методика и техника таких исследований (методы фотоупругости и тензосетки, численные способы расчета с использованием ЭВМ), что позволяет решать многие вопросы определения напряженно-деформированного состояния плотин, выявлять влияние ряда факторов на основные тенденции трещинообразования.

Далее рассматриваются наиболее широко применяемые для указанных целей методы и некоторые результаты проведенных исследований, необходимые с точки зрения оценки трещинообразования в ядрах и экранах каменно-земляных плотин.

1. МЕТОД ФОТОУПРУГОСТИ

Основные положения оптического метода исследования напряжений (метода фотоупругости) достаточно хорошо известны [60].

В 1962—1971 гг. в лаборатории гидротехнических сооружений ВНИИ ВОДГЕО Ю. И. Сватеевым этот метод был применен в исследованиях напряженного состояния плоских моделей продольного сечения ядра с целью определения зон предельного состояния и оценки прочности грунтового ядра каменно-земляной плотины [48].

Грунт ядра моделировался оптически активным материалом на желатино-глицериновой основе; при этом предполагалось, что напряженное состояние геометрически подобных тел не зависит от упругих постоянных материалов модели и натурного сооружения. Условия проведения исследований были следующие: решалась задача плоского напряженного состояния с $\mu=0,5$; условия эксперимента соответствовали мгновенному возведению сооружения; влияние гидростатической нагрузки воды не учитывалось. Основное внимание уделялось оценке влияния формы каньона (заложение бортов, расстояние между ними, наличие уступов и переломов), сжимаемости основания, условий закрепления по контуру на изменение напряженного состояния и очертание предельных зон. Несмотря на некоторую условность принятых предпосылок, результаты этих исследований представляют существенный интерес.

Определяя с помощью метода фотоупругости распределение компонент напряжений в исследуемом сечении, автор для нахождения предельных зон использовал теорию прочности Мора, а точнее условие Ренкина, без учета сцепления в виде

$$\sin \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} > \sin \varphi. \quad (\text{III.1})$$

В результате получена картина изменения характера зон предельного состояния (при $\sin \theta > \sin \varphi$) в зависимости от геометрии сечения и прочностных свойств грунта, а именно, угла внутреннего трения φ .

На рис. III.1 показаны очертания этих зон для различных случаев. Очевидно, что зоны предельного состо-

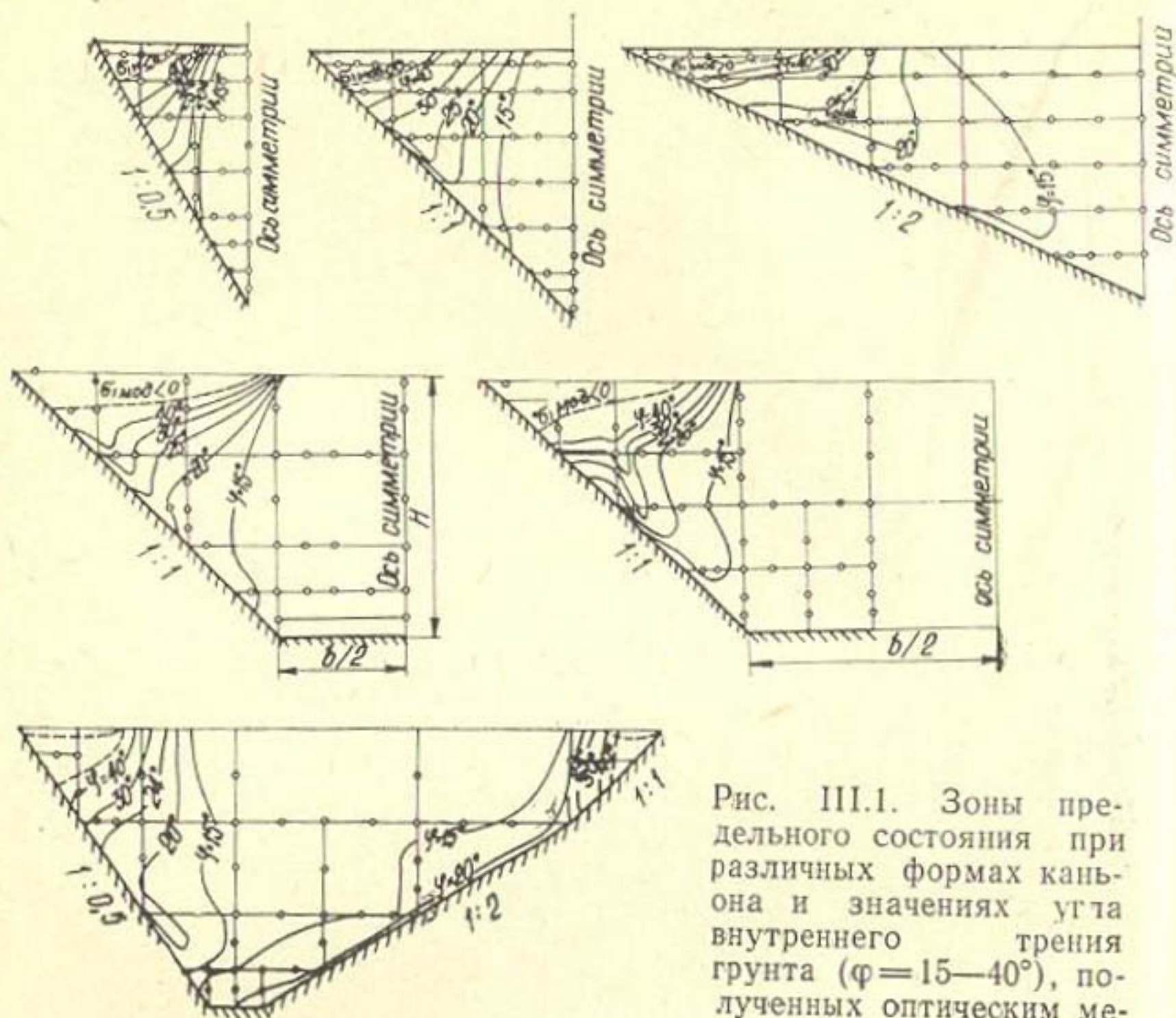


Рис. III.1. Зоны предельного состояния при различных формах каньона и значениях угла внутреннего трения грунта ($\varphi = 15-40^\circ$), полученных оптическим методом

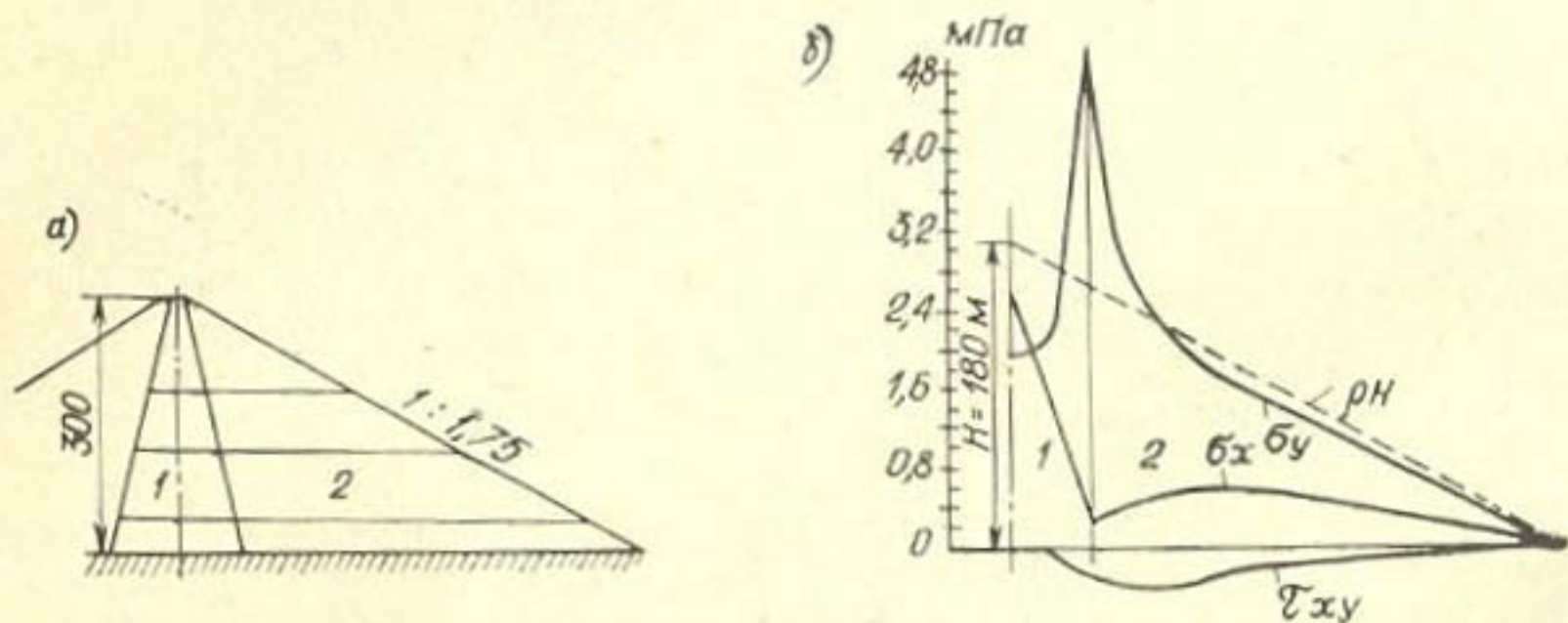


Рис. III.2. Распределение напряжений в поперечном сечении плотины с ядром, определенных оптическим методом при $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$
 а — схема расчетного сечения; б — эпюры компонент напряжений на глубине 180 м; 1 — ядро; 2 — призма

яния располагаются преимущественно у бортовых примыканий в гребневой части, простираясь в зависимости от тех или иных условий на различную глубину, причем

вблизи гребня наблюдается возникновение зон растяжения.

Такое положение является, безусловно, следствием неравномерных деформаций материалов в каньоне и, как указывалось ранее, может быть причиной образования трещин. Можно отметить, что при уположении бортов или при их раздвижке абсолютные размеры зон растяжения и предельного состояния значительно увеличиваются, а относительные (по сравнению с mH) отличаются мало или уменьшаются. Для более прочных грунтов (с большим значением ϕ) зона предельного состояния меньше. Наличие зон предельного состояния у бортовых примыканий и снижение сжимающих напряжений в этих областях контакта может, по-видимому, приводить к нежелательным сдвиговым деформациям, нарушению сплошности контакта ядра с основанием, т. е. к образованию внутренних трещин сдвига.

Исследованиями также было установлено, что деформируемость основания (при модуле деформации основания E до $10 E$ ядра) незначительно сказывается на очертании зон предельного состояния. Однако наличие в основании более слабых прослоек с модулем деформации, значительно меньшим модуля деформации ядра, должно существенно отразиться на изменении напряженного состояния ядра.

Исследования напряженного состояния поперечного сечения плотины с ядром при различной деформируемости материалов ядра и упорных призм, проведенные В. И. Титовой [54] на плоских моделях из желатино-глицеринового материала (рис. III.2), показали, что при определенных условиях на контакте ядра с упорными призмами может возникать арочный эффект, который приводит к частичному разуплотнению грунта ядра и может явиться причиной образования внутренних поперечных трещин и зон повышения фильтрации. Эти исследования подтверждают некоторые данные натурных наблюдений (плотины Болдерхед, Хиттеювей) и свидетельствуют о необходимости такой оценки при прогнозе возможности трещинообразования.

В большинстве случаев оптический метод определения напряжений применительно к земляным сооружениям дает лишь качественную картину работы плотины, а оценка деформаций и соответственно прогноз возможности трещинообразования оказываются затруднитель-

ными. Тем не менее получение даже качественной картины может способствовать разработке ряда конструктивных мероприятий, снижающих опасность трещинообразования, и с этой точки зрения метод фотоупругости является достаточно перспективным, учитывая его простоту и наглядность получаемых результатов.

Аналогичным полуэкспериментальным методом решения задач теории упругости является метод тензометрической сетки. Во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева в 1971 г. с использованием этого метода были проведены исследования напряженного состояния треугольного клина, аппроксимирующего продольное сечение глинистого ядра высокой плотины. Эти исследования показали, что в треугольном сечении с наклоном граней 45° наблюдаются неравномерные деформации тела плотины, которые вызывают перекосы грунта отдельных зон и образование областей сдвига по контакту ядро — основание.

2. МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Метод конечных элементов является одним из дискретных методов решения задач теории упругости [78]. Сущность его заключается в том, что исследуемая область разбивается на отдельные элементы, связанные в узлах. Система решается методом деформаций. Незвестные перемещения в узлах находят из решения системы канонических уравнений, каждое из которых определяет суммарную реакцию в узле от перемещения других узлов и от действующей нагрузки.

Во ВНИИ ВОДГЕО (М. В. Витенбергом и Л. Н. Рассказовым [43]), во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева (А. П. Троицким [55] и др.) с использованием этого метода был решен целый ряд задач по определению напряженно-деформированного состояния плотин из местных материалов, анализ результатов которых позволяет оценить работу сооружения с точки зрения возможности появления в ядре или экране из глинистого грунта зон предельного состояния, приводящих к образованию трещин.

Следует отметить, что составленные программы по расчету плоских (поперечных и продольных) задач позволяли учесть характер возведения сооружения (мгновенность, поэтапность), изменение свойств материалов в зависимости от напряженного состояния, различные

граничные условия и характер действующих нагрузок (собственный вес материала, гидростатическую нагрузку воды верхнего бьефа, сейсмические нагрузки и др.).

Из многообразия полученных результатов [43, 55] целесообразно рассмотреть лишь те, которые могут быть использованы при оценке трещинообразования. Отметим, что в исследованиях ВНИИ ВОДГЕО в процессе расчетов проводилось «согласование» характеристик материалов и напряженного состояния путем последовательных итераций с использованием зависимостей

$$\mu = f_1\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}, \sigma_3\right) \text{ и } E = f_2\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}, \sigma_3\right),$$

полученных из трехосных испытаний по методике, предложенной в [42].

Коэффициент запаса прочности в рассматриваемой точке определяли по формуле

$$k_3 = \frac{\operatorname{tg} \varphi_{\text{макс}}}{\operatorname{tg} \varphi_{\text{действ}}}, \quad (\text{III.2})$$

где $\varphi_{\text{макс}}$, $\varphi_{\text{действ}}$ — соответственно угол внутреннего трения грунта и расчетный угол отклонения равнодействующей от нормали, определяемый из условия прочности Мора.

Предельное состояние возникает при $k_3 \leq 1$. На рис. III.3 представлены результаты расчета напряженно-деформированного состояния схематичного профиля Нурекской плотины от действия собственного веса при условии мгновенного возведения.

Как показывает анализ этих графиков, для принятых предпосылок и соотношения между модулями деформации ядра и призмы $\frac{E_{\text{я}}}{E_{\text{пр}}} = 0,5$ совершенно очевидно образование арочного эффекта на контакте ядро—призма и как следствие возникновение зон предельного состояния в центральной части ядра. Подъем воды в водохранилище несколько изменил (рис. III.3,б) картину: зона предельного состояния переместилась в область верховой переходной зоны и призмы, арочный эффект резко уменьшился.

Приведенные на рис. III.4 результаты исследования продольного профиля плотины при тех же основных исходных характеристиках и предположениях [плоская, деформация, мгновенное возведение, итерация для согласования μ , E , $f(\sigma)$] свидетельствуют о наличии зон

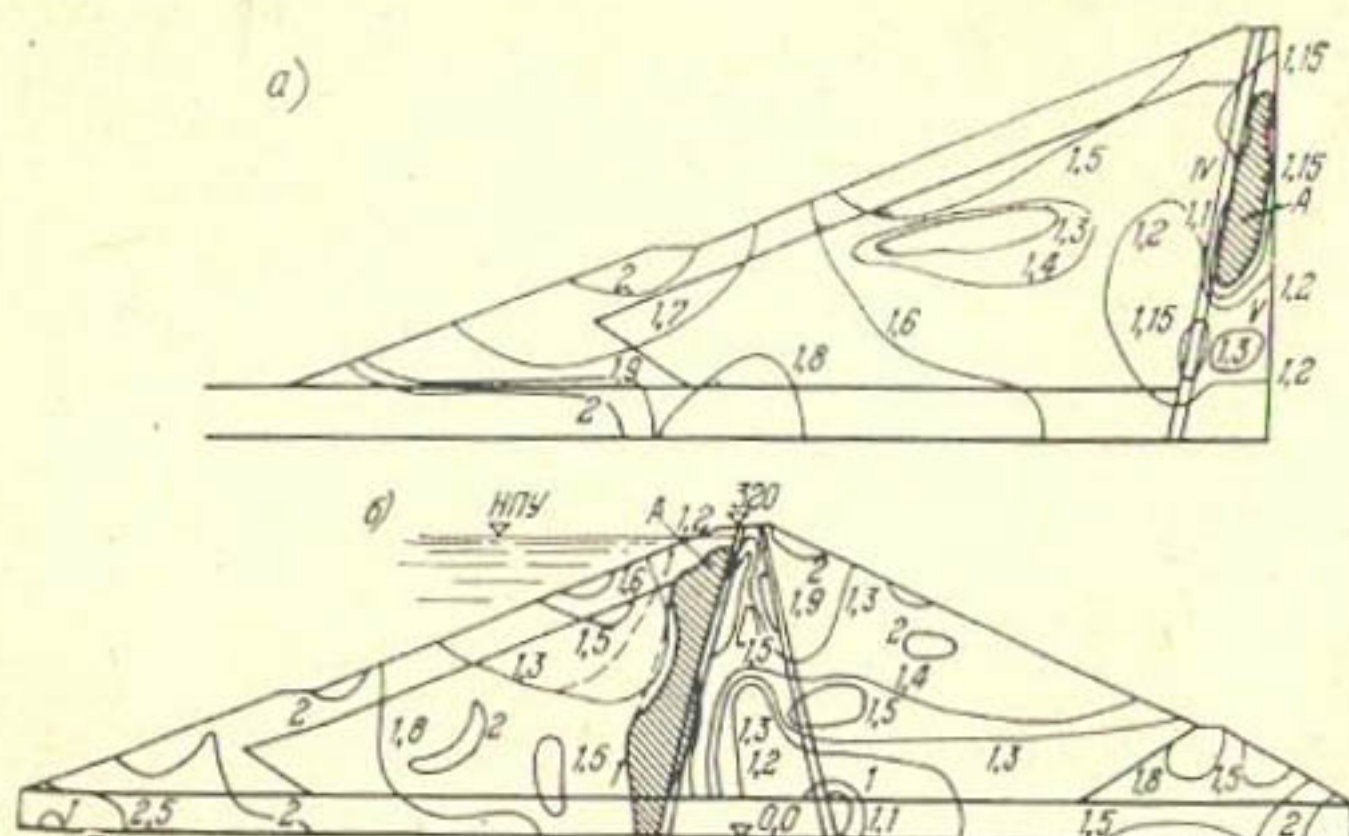


Рис. III.3. Линии равных коэффициентов запаса устойчивости при условной схеме мгновенного возведения при действии собственного веса (а) и при учете гидростатической нагрузки воды верхнего бьефа (б)

$$E_{\text{пр}} = 100 \text{ МПа}; E_{\text{я}} = 50 \text{ МПа}$$

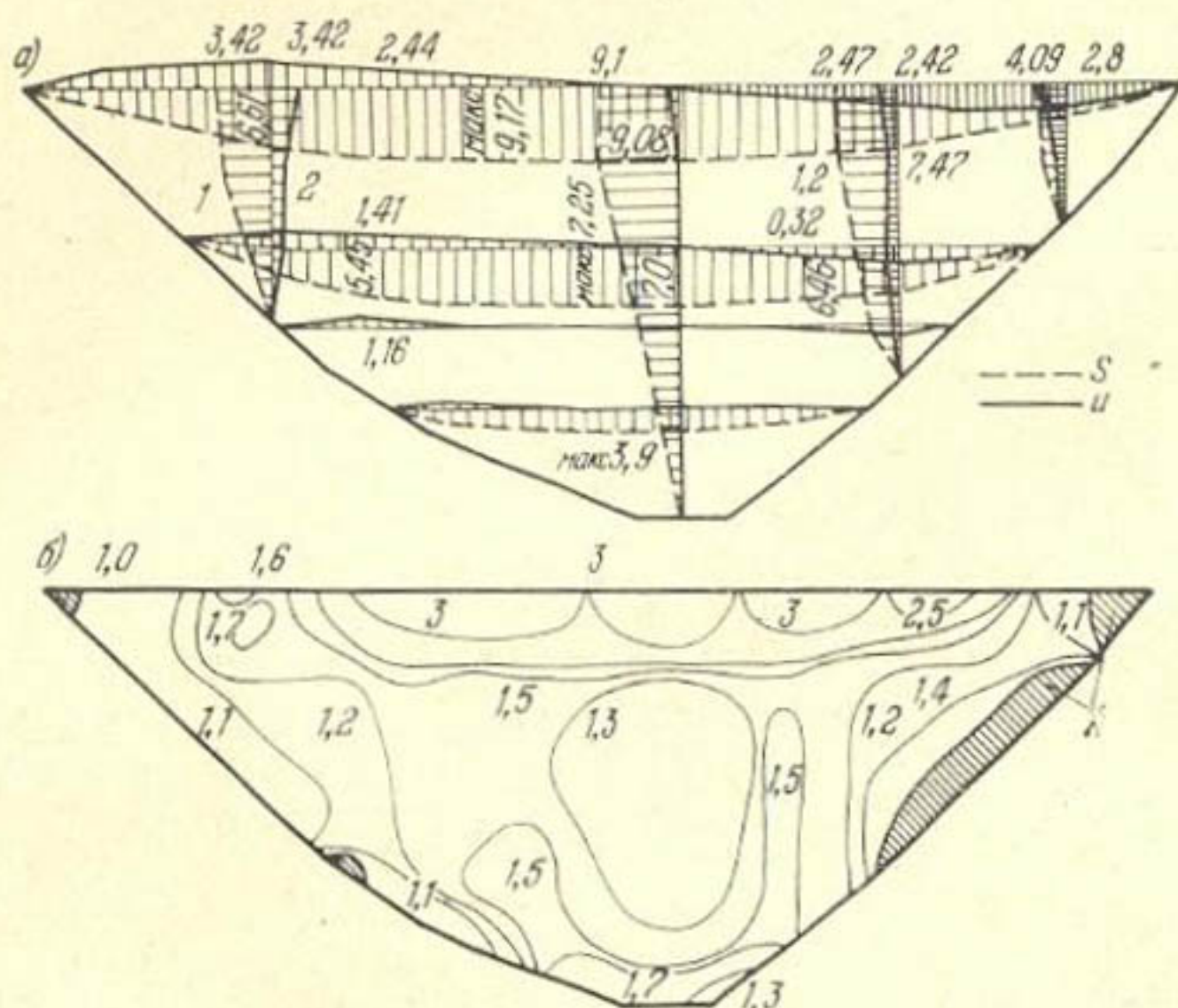


Рис. III.4. Эпюры вертикальных 1 и горизонтальных 2 перемещений (а) и линий равных коэффициентов запаса устойчивости (б) в продольном профиле плотины высотой 300 м при условии мгновенного возведения

предельного состояния А у гребня ядра плотины, а также у более крутого бортового примыкания, что вполне закономерно.

3. МЕТОД КОНЕЧНЫХ РАЗНОСТЕЙ

Для оценки напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин, их ядер и экранов в последние годы с успехом применяется метод конечных разностей. Исследования, проведенные во ВНИИ ВОДГЕО (М. Долежаловой [19] и авторами [47]) и в НИС Гидропроекта (С. Я. Гуном [13], Н. А. Красильниковым и др.) позволили выявить влияние различных факторов на работу сооружений и получить закономерности, которые могут быть использованы при оценке трещинообразования.

М. Долежаловой исследовалось влияние крутизны бортов каньона треугольного очертания, вызывающее появление зон растягивающих напряжений и удлинений гребня в продольном сечении ядра плотины.

Решалась плоская задача теории упругости в перемещениях. Уравнения Ламе, решаемые в этом случае, имели вид

$$\left. \begin{aligned} (\lambda + 2G) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} &= 0; \\ (\lambda + 2G) \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + G \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} - \rho &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.3})$$

где u, v — компоненты горизонтальных и вертикальных перемещений;

ρ — плотность грунта;

x, y — координаты аппроксимирующей область сетки;

λ, G — постоянные Ламе;

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)};$$

E — модуль Юнга;

μ — коэффициент Пуассона;

$\lambda = \frac{2\mu G}{1 - 2\mu}$ — для условий плоской деформации;

$\lambda' = \frac{2\mu G}{1 - \mu}$ — для условий плоского напряженного состояния.

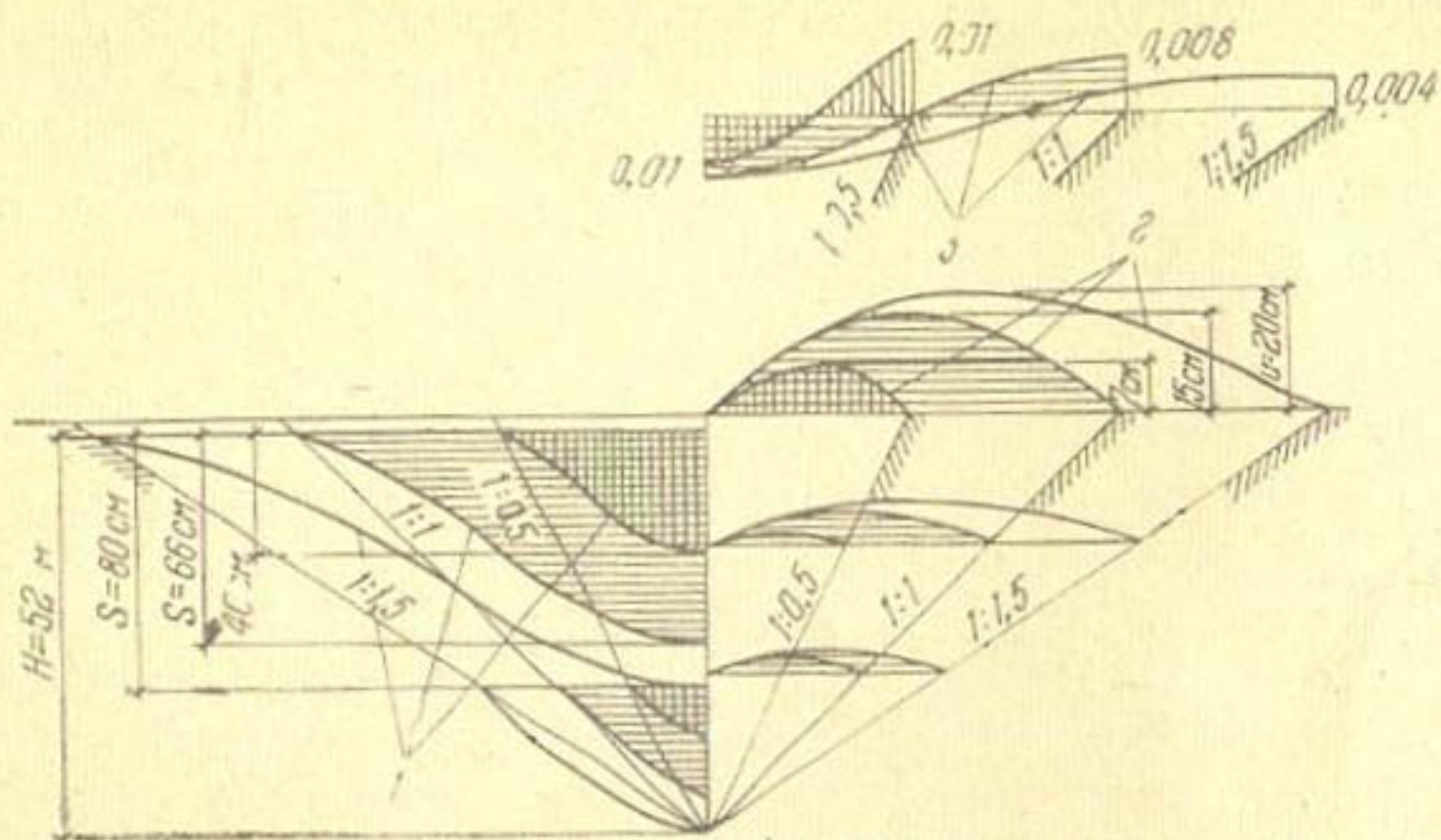


Рис. III.5. Эпюры вертикальных 1 и горизонтальных перемещений 2 и относительных продольных деформаций 3 на гребне в продольном сечении каньона при различных заложениях его бортов

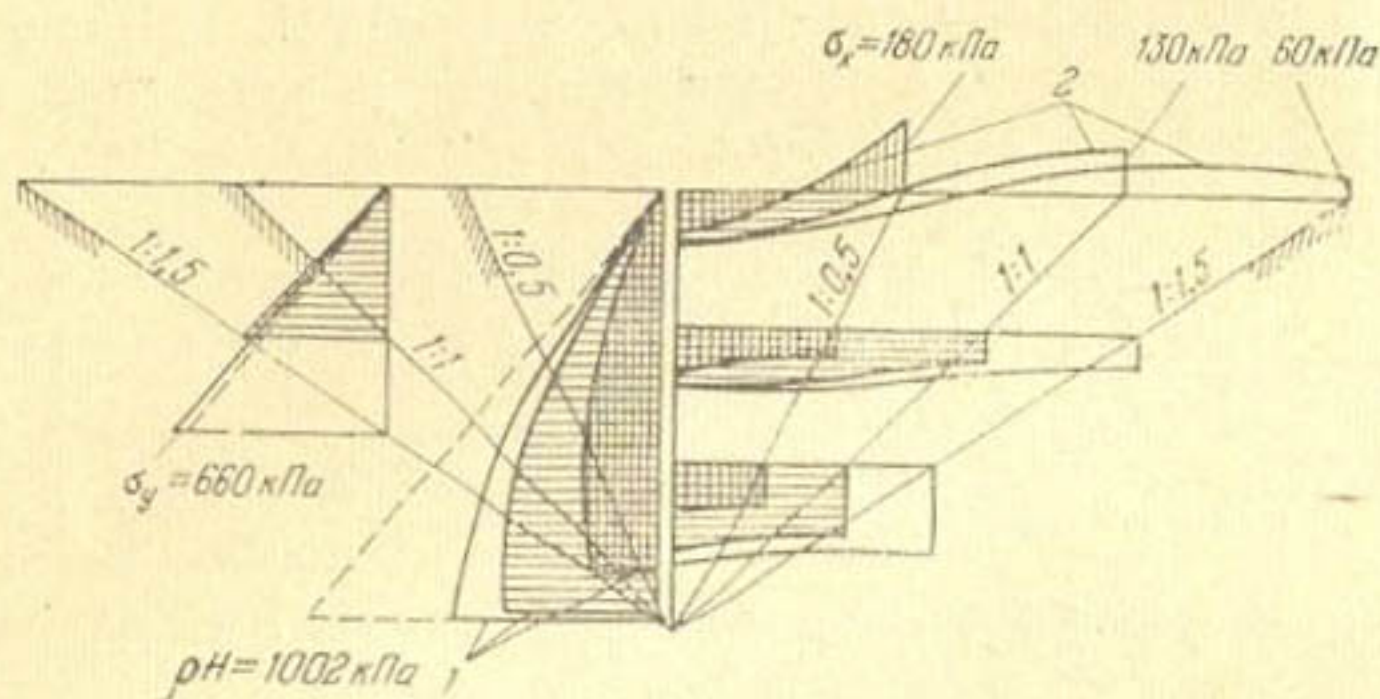


Рис. III.6. Распределение вертикальных 1 и горизонтальных 2 напряжений в продольном сечении ядра при различных заложениях бортов каньона

Кроме того, исследовали граничные условия закрепления, соотношение модуля упругости и коэффициента Пуассона, поэтапность возведения, случай с гипотетической трещиной на гребне и т. д. Основные параметры расчетной модели следующие: $H=52$ м; $\mu=0,32$; $E=15$ МПа; $\rho=2$ г/см³. Заложения бортов каньона 0,5; 1; 1,5.

Следует отметить, что для других исходных данных (H , ρ , E) решение может быть найдено путем простого пересчета по формулам подобия с использованием кри-

териев моделирования, аналогичных применяемым при исследованиях методом тензосетки [45].

Для условий мгновенного возведения и плоской деформации характер эпюр перемещений (вертикальных и горизонтальных) и горизонтальных (продольных) относительных деформаций (рис. III.5) показывает, что с увеличением угла наклона бортов абсолютные значения всех перемещений уменьшаются (при сохраняющемся характере), а горизонтальные относительные деформации увеличиваются.

При уположении бортов уменьшается арочный эффект в продольном сечении вследствие зависания грунта на жестких бортах (рис. III.6) и уменьшаются растягивающие напряжения у бортовых примыканий ядра.

Для приближенной оценки растягивающих напряжений σ_x на гребне и относительных деформаций удлинения ϵ_x в продольном сечении предлагаются эмпирические формулы:

$$\sigma_x = \alpha H 8,08 \cdot 10^{-5} e^{\alpha \bar{x}} [(0,247 c - \alpha d) \sin 14,167 \bar{x} - (0,247 d + \alpha c) \cos 14,167 \bar{x}], \quad (\text{III.4})$$

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x (1 - \mu)}{E}, \quad (\text{III.5})$$

где H — высота плотины, см;

$$\alpha = \frac{H}{L};$$

L — половина длины гребня симметричного профиля;

$\bar{x} = \frac{13 \alpha}{H} x$, причем x отсчитывается от центральной оси;

14,167 — постоянная, град;

a, c, d — коэффициенты, зависящие от крутизны бортов каньона и определяемые по рис. III.7 (a — безразмерный; c, d — в см).

Полученные формулы справедливы для мгновенного возведения без учета консолидации.

М. Долежалова предлагает приближенный способ определения действительных деформаций, перемещений и напряжений на гребне плотины к концу консолидационного периода, считая, что в строительный период эти величины равны нулю. Тогда все компоненты напряжений и деформаций, определяемые по формулам (III.4) и

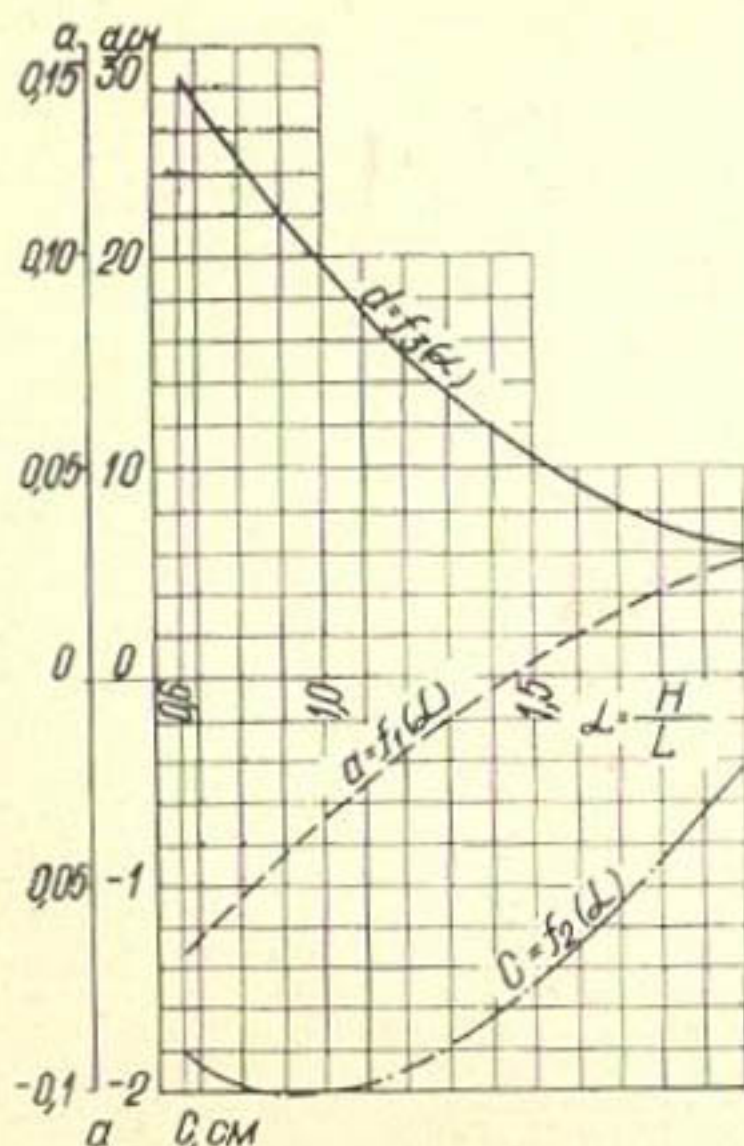


Рис. III.7. Графики для определения коэффициентов a , c , d в эмпирических формулах для расчета σ_x , ε_x на гребне ядра

вания ядра отличается от условий плоской деформации. Условия плоского напряженного состояния являются, по существу, другим предельным случаем. Действительное положение будет промежуточным. На рис. III.9 дается сопоставление эпюр относительных горизонтальных деформаций и углов сдвига для случаев плоской деформации и соответствующего плоского напряженного состояния ($\mu=0,32$). Плоская деформация с $\mu=0,32$ соответствует плоскому напряженному состоянию с $\mu=0,47$.

Различие, хотя и не очень существенное, очевидно. Очевидно также, насколько значительно влияние коэффициента Пуассона на результаты определения напряжений и деформаций.

Расчетами, проведенными в предположении отсутствия трения по контакту ядра с основанием, не установлено наличие зон растяжения на гребне ядра. В действительности трение существует; более того, скольжение, по-видимому, может происходить не по самому контакту, а в приконтактной зоне. Видимо целесообразна

(III.5), следует умножить на коэффициент порового давления α_k .

Весьма интересный подход был использован для установления глубины возможной трещины. Задача решалась постепенным приближением, предварительно задаваясь каждый раз трещиной определенной глубины до того момента, пока растягивающие напряжения станут достаточно малы, чтобы не разрушить монолитности материала ($\sigma_x < c_p$). Из рис. III.8 можно увидеть, как изменится эпюра относительных деформаций (аналогично σ_x) при наличии трещин определенной глубины.

Следует отметить, что реальный случай деформиро-

Рис. III.8. Продольные относительные деформации при наличии трещин 1 и отсутствии их 2 на поверхности ядра при $m=1$

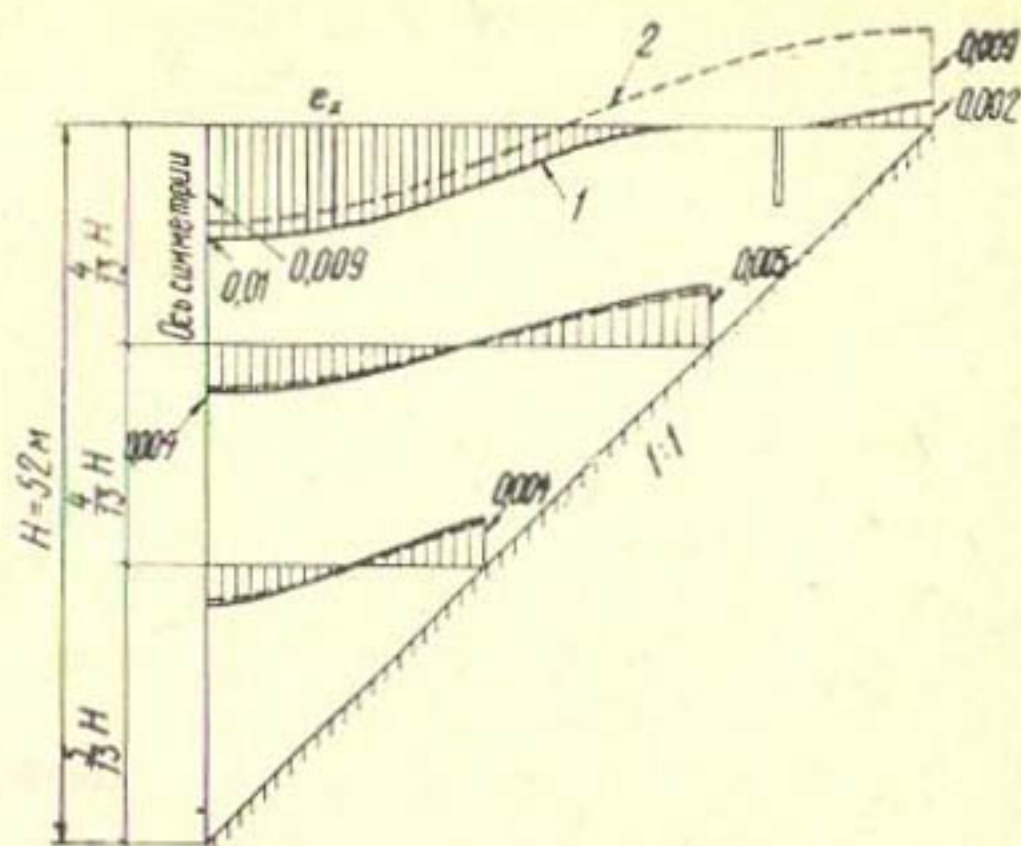


Рис. III.9. Сравнение эпюр распределения углов сдвига (а) и относительных продольных деформаций (б) при различных граничных условиях

1 — для условий плоской деформации, $\mu = 0,32$ (плоское напряженное состояние, $\mu = 0,47$); 2 — плоское напряженное состояние, $\mu = 0,32$

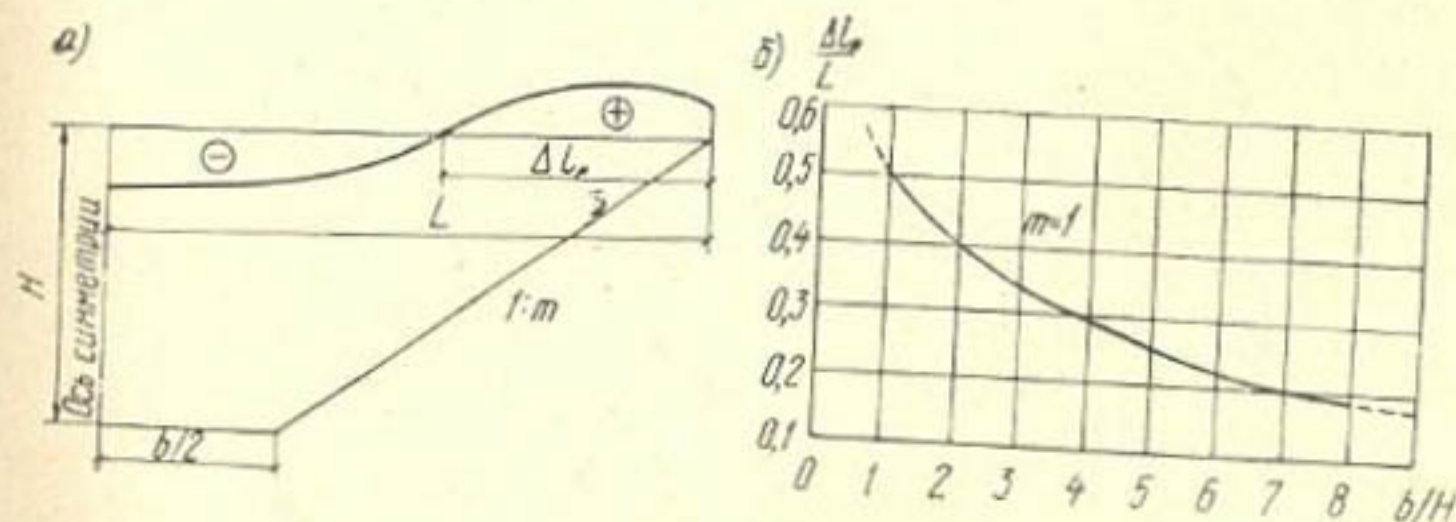
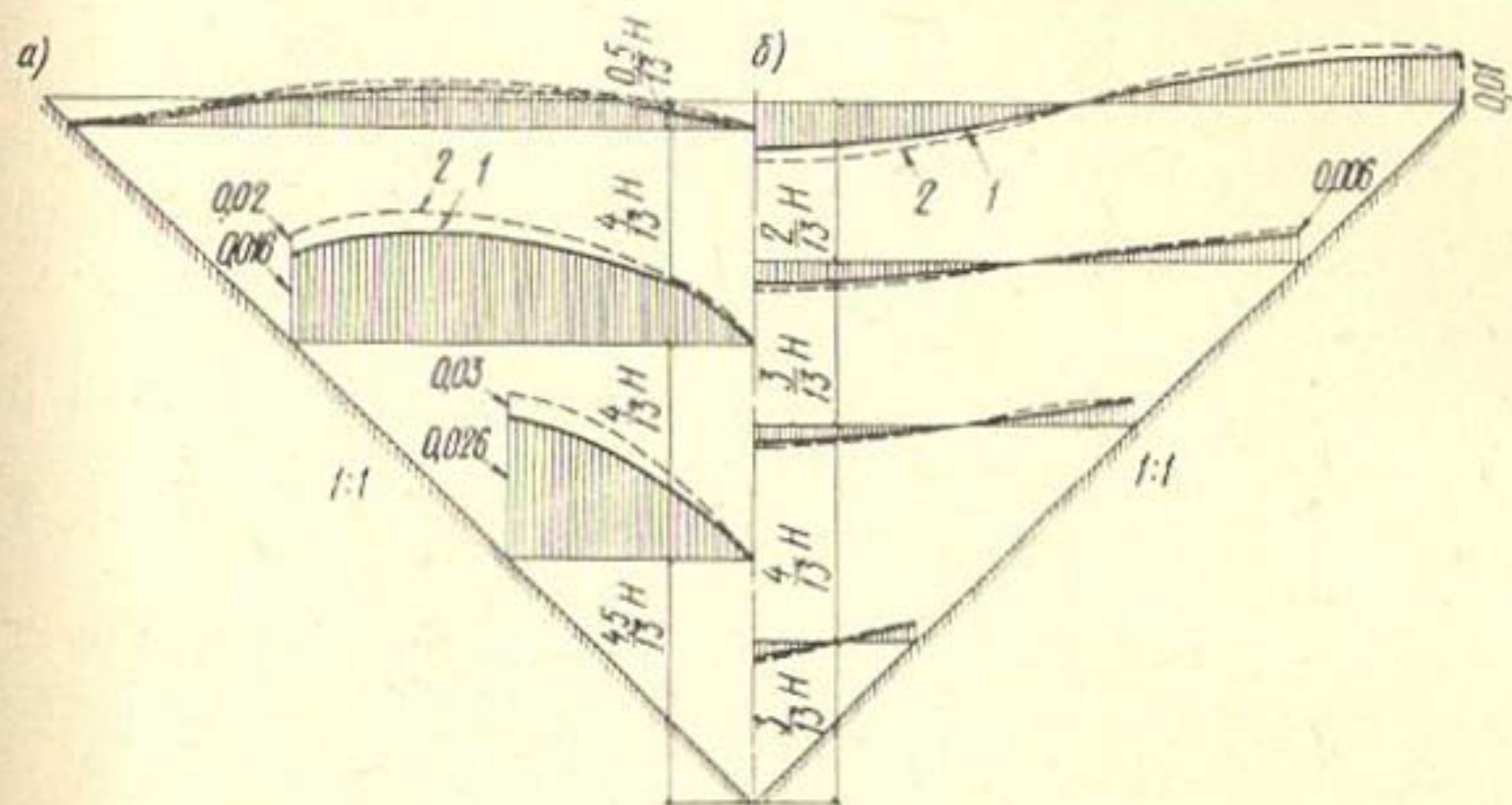


Рис. III.10. Схема определения параметров деформаций (а) и график изменения относительных размеров зон растяжений $\Delta l_p/L$ в зависимости от отношения b/H при $m=1$ (б)

укладка более слабого материала на контакте, что приведет к некоторому улучшению работы всего ядра. В этом случае необходимо обоснование надежности контакта в отношении недопущения больших, часто опасных сдвиговых деформаций.

Следует отметить, что правильные треугольные профили каньона в практике встречаются весьма редко. Обычно они приближаются к трапецеидальной форме, поэтому интересно выявить влияние трапецеидальности (или ширины горизонтального участка в основании) на характер напряженно-деформированного состояния.

Исследования этого вопроса, выполненные в 1971 г. [47], позволяют отметить следующее. Максимальные значения перемещений при отношении ширины горизонтального участка дна каньона к высоте плотины b/H больше 2 имеют достаточно стабильный характер, соответствующий распределению вертикальных напряжений σ_y , близких к ρH . Иными словами, влияние стесненности ущелья на распределение перемещений уже незначительно при b/H больше 2 и любых заложениях бортов (рис. III.10), а относительные размеры зоны растяжения $\frac{l_p}{L}$ существенно уменьшаются при увеличении отношения b/H .

Особое значение имеет учет пространственности работы сооружения. Такие исследования для плотин из местных материалов были впервые проведены С. Я. Гунном [13].

Задача решалась методом конечных разностей в перемещениях, когда все рассматриваемое тело плотины разбивалось соответствующей пространственной сеткой (решеткой), для каждого узла которой составлялись конечно-разностные уравнения, эквивалентные дифференциальным уравнениям равновесия сплошной среды [1].

На основе разработанной методики и алгоритма расчета были проведены исследования влияния различных факторов (характеристик материалов, видов нагрузок, графика возведения и т. п.) на напряженно-деформированное состояние каменно-земляных плотин как пространственных систем.

Рассмотрим лишь результаты, представляющие интерес в отношении оценки зон возможного трещинообразования в ядре плотины. Коэффициенты Пуассона в ядре и призмах соответственно принимали равными 0,4 и 0,3,

а изменение модуля деформации задавалось по закону $E = bN + a$, где N — расстояние от основания до рассматриваемой точки, а a и b — параметры, значения которых приведены в табл. III.1.

ТАБЛИЦА III.1

Соотношение модулей деформации	$b_{я},$ т/м ²	$b_{пр},$ т/м ²	$a_{я},$ т/м ²	$a_{пр},$ т/м ²	$\frac{E_{макс пр}}{E_{макс я}}$
$E_{пр} \gg E_{я}$	10	80	500	2000	7,1
$E_{пр} > E_{я}$	10	40	500	1000	3,5
$E_{пр} = E_{я}$	10	10	500	500	1,0
$E_{пр} < E_{я}$	10	2	500	100	0,2

Сопоставление результатов расчета с данными решений плоских задач (рис. III.11) показывает, что учет пространственности весьма существенно влияет, особенно с увеличением различий в упругих характеристиках ядра и призм, на характер напряженно-деформированного состояния ядра в продольном направлении. В частности, для горизонтальных перемещений u на гребне плотины погрешность при решении плоской задачи может составить в зависимости от соотношения модулей деформации ядра и призм от 20 до 300%. Относительные деформации растяжения при этом определяются с ошибкой до 50%. В значительно меньшей степени, чем $E_{пр}/E_{я}$, влияет форма створа, оцениваемая отношением $2L/H$. Для $E_{макс пр}^*/E_{макс я}^* = 3,5$ в зависимости от $2L/H$ ошибки при решении плоской продольной задачи при определении u и ϵ_x составят следующие величины (табл. III.2).

ТАБЛИЦА III.2

$2L/H$	Ошибка, %	
	по ϵ_x	по u
1,25	37	53
2,5	39	49
5,0	39	48

Размеры зон растяжения на гребне при условии

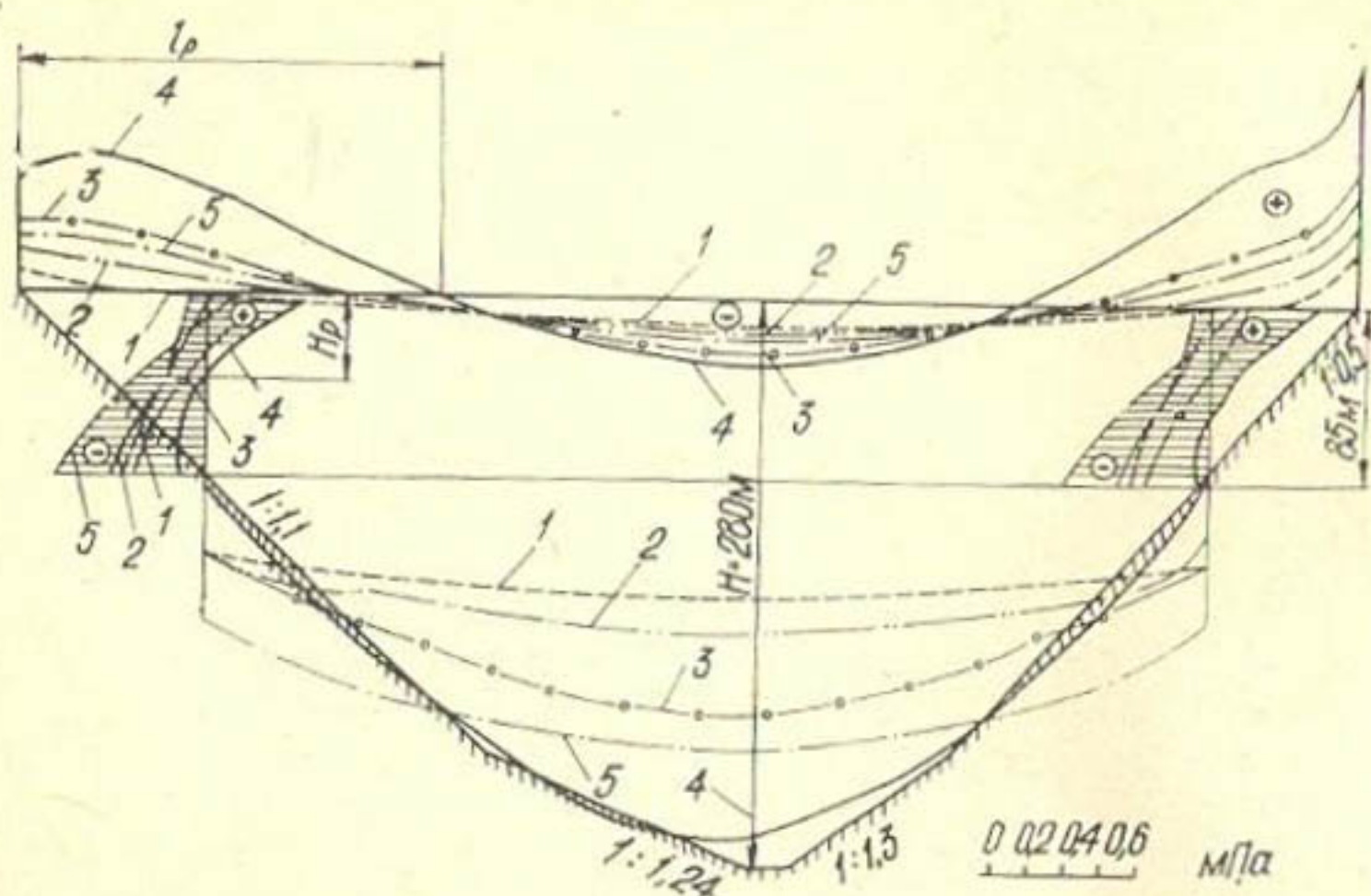


Рис. III.11. Распределение горизонтальных напряжений σ_x в продольном сечении ядра плотины при решении пространственной задачи

1 — $E_{\text{пр}} > E_{\text{я}}$; 2 — $E_{\text{пр}} > E_{\text{я}}$; 3 — $E_{\text{пр}} = E_{\text{я}}$; 4 — $E_{\text{пр}} < E_{\text{я}}$; 5 — плоская продольная задача

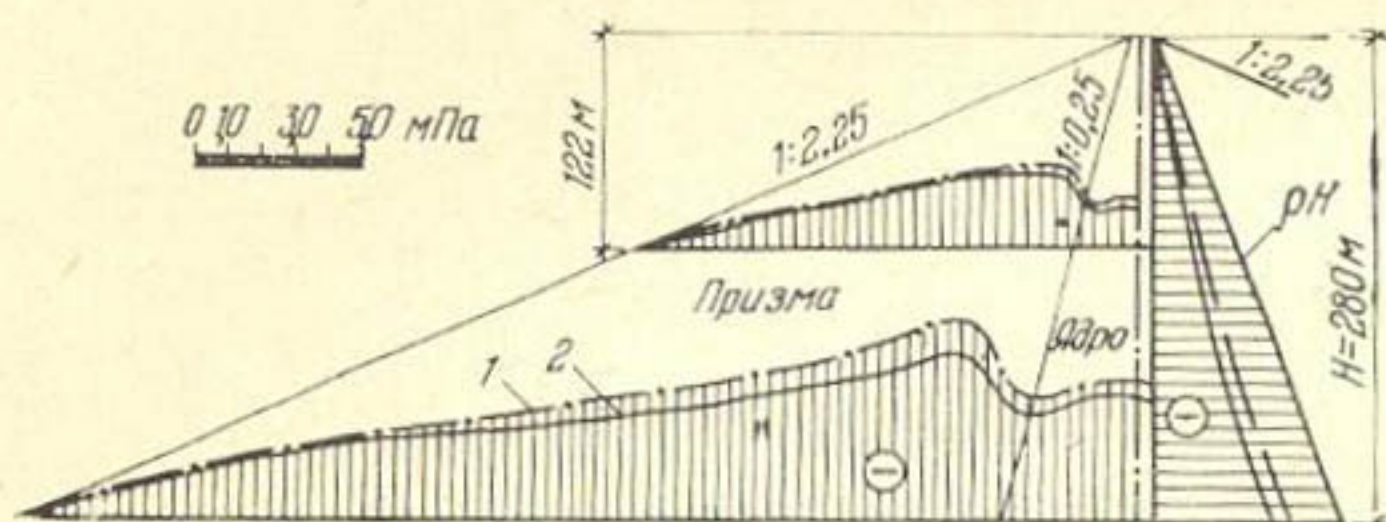


Рис. III.12. Распределение вертикальных напряжений σ_y в поперечном сечении плотины с ядром при $E_{\text{пр}} > E_{\text{я}}$ для условий плоской задачи 1 и пространственной задачи 2

мгновенного возведения различны также в зависимости от соотношения $\frac{2L}{H}$.

Учет пространственности отражается также и на характере напряженно-деформированного состояния поперечного сечения плотины (рис. III.12). Однако при аналогичных условиях и соотношениях $E_{\text{пр}}/E_{\text{я}}$, как при решении плоской задачи, наличие арочного эффекта, способного вызвать нежелательные последствия в отношении трещинообразования, отмечается и при такой постановке. На напряженно-деформированное состояние по-

перечного сечения при решении пространственной задачи значительно больше сказывается влияние отношения $2L/H$, чем изменение $E_{\text{пр}}/E_{\text{я}}$. Ошибки в определении напряжений и перемещений при $2L/H=1,25-5$ и $E_{\text{пр}}/E_{\text{я}}=0,2-7$ составляют соответственно 100 и 25%. Для однородной плотины (при $E_{\text{пр}}/E_{\text{я}}=1$; $\mu_{\text{пр}}=\mu_{\text{я}}$) ошибка при решении плоской продольной задачи составляет до 15% по сравнению с решением пространственной задачи, а при решении поперечной задачи — до 600% при $2L/H=1$.

Для предварительной оценки влияния пространственности можно пользоваться с некоторым приближением предложениями [13, 48], основанными на решении отдельно плоских продольных и поперечных задач.

4. ВЛИЯНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ИЗМЕНЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛОТИН ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В настоящее время для расчета сейсмостойкости сооружений из местных материалов (плотин, дамб) используют следующие методы: а) метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения с учетом горизонтальных инерционных сил; б) метод сдвигового клина; в) дискретные методы решения задач теории упругости; г) аналоговые методы.

Не рассматривая подробно каждый из этих методов, следует отметить, что с развитием сети ЭВМ все большее распространение при решении плоской задачи получает метод конечных элементов, который позволяет учесть влияние различных факторов (сложность геометрии сооружения, разнородность характеристик материалов и конструкций, различные динамические параметры и т. п.) на связь между динамическими напряжениями и деформациями.

С помощью этого метода решаются общие дифференциальные уравнения колебаний, которые в матричной форме записываются в виде

$$[M] \{\ddot{r}\} + [c] \{\dot{r}\} + [k] \{r\} = -\{E^x\} \ddot{u}_d^x(t) - \{E^y\} \ddot{u}_d^y(t), \quad (\text{III.6})$$

где $[M]$, $[c]$, $[k]$ — соответственно матрицы масс, коэффициентов затухания и жесткости;

$\{r\}$ — вектор смещения узловых точек относительно основания;

$\{E^x\}$, $\{E^y\}$ — столбцы масс, определяющие горизонтальные и вертикальные компоненты возмущающих сил;
 $\ddot{u}_d^x(t)$, $\ddot{u}_d^y(t)$ — соответственно горизонтальная и вертикальная компоненты ускорений оснований при землетрясении.

Обычно расчеты проводятся при условии, что все точки основания плотины имеют одинаковые ускорения, хотя и существуют работы, в которых учтено влияние «бегущей волны» на сейсмостойкость сооружения [72].

Опуская ход решения уравнения колебаний, отметим, что для упрощения матричное уравнение (III.6) можно свести к системе n независимых уравнений для нормальных форм колебаний. Программа для ЭВМ при динамическом расчете плотины (плоская задача) включает:

- 1) построение матрицы жесткости и масс;
- 2) нахождение собственных частот колебаний;
- 3) решение независимых уравнений для определения реакций различных форм колебаний и суммирование реакций для получения узловых перемещений;
- 4) определение узловых напряжений для каждого момента времени.

Следует отметить, что уравнение (III.6) может быть решено и без разложения на собственные формы колебаний.

Для расчета необходимо иметь следующую информацию: схему разбивки плотины и координаты узлов; характеристики материала (плотность, модули упругости и деформации, коэффициенты Пуассона); динамические параметры в виде компонент ускорения и их продолжительности и коэффициент затухания.

В результате расчетов может быть получено изменение во времени ускорений, перемещений и напряжений $\sigma_y(t)$, $\sigma_x(t)$, $\tau_{xy}(t)$ в различных точках плотины.

По данным, полученным в результате расчетов сейсмостойкости плотин, выполненных за рубежом Клафом, Финном, Сидом и др. [71—74] и в СССР (А. П. Троицким [55], Л. Н. Рассказовым, М. Н. Волоховой и др. [56]), можно проследить за распределением собственных частот, влиянием горизонтальной и вертикальной составляющих акселерограммы реального землетрясения на изменение напряжений, распределением напря-

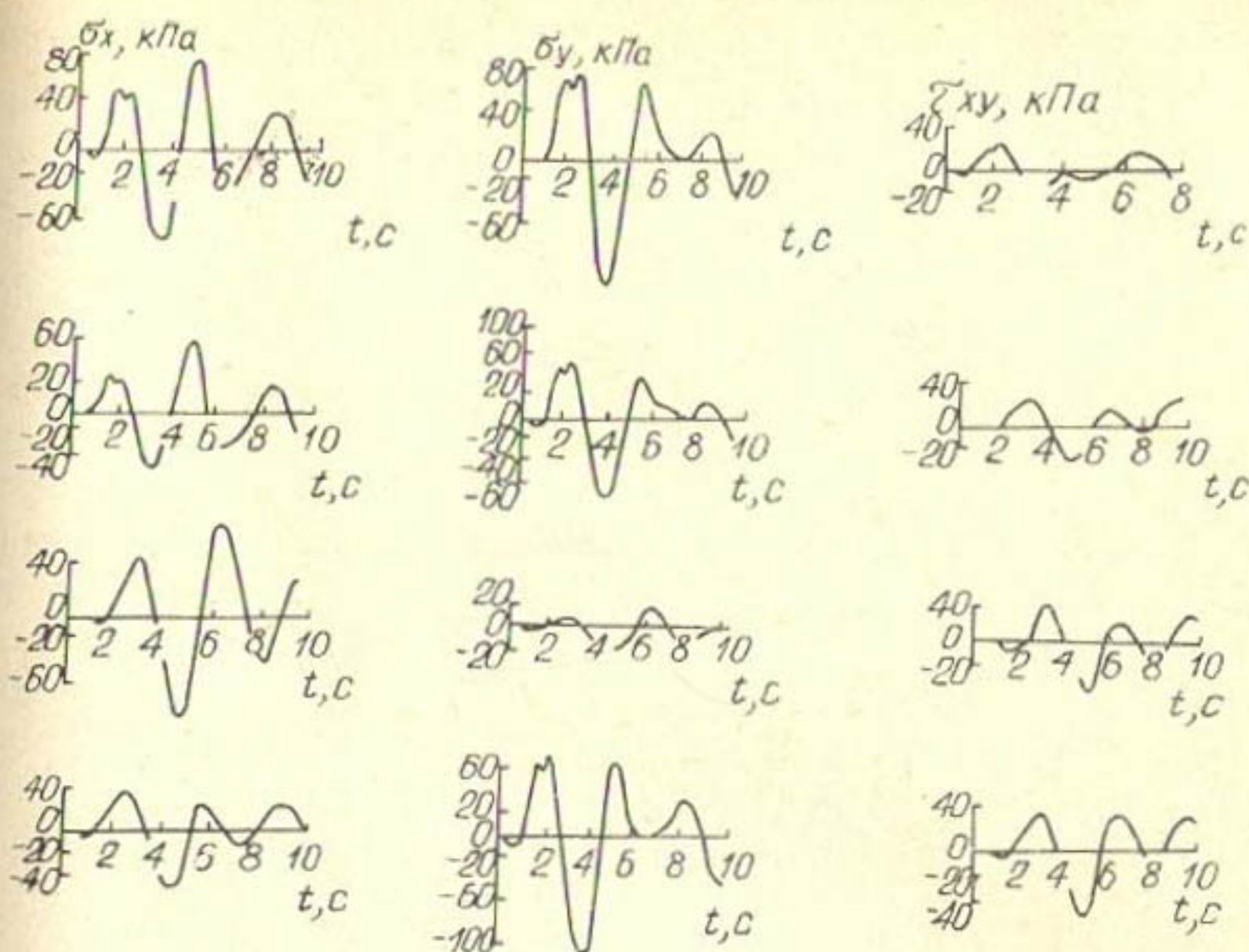


Рис. III.13. Изменение во времени горизонтальных $\sigma_x(t)$, вертикальных $\sigma_y(t)$ и касательных $\tau_{xy}(t)$ напряжений в различных точках плотины в процессе колебаний

жений от землетрясения в различных точках плотины в любой момент времени.

На рис. III.13 показаны изменения динамических вертикальных $\sigma_y(t)$, горизонтальных $\sigma_x(t)$ и касательных $\tau_{xy}(t)$ напряжений в различных точках поперечного сечения плотины [55].

Абсолютная величина динамических напряжений относительно невелика (до $\pm 0,1$ МПа), особенно по сравнению со статическими напряжениями внутренних зон плотины. Тем не менее вблизи гребня плотины до глубины около 10—15 м от поверхности динамические напряжения, составляющие 30—100% статических, накладываясь на статические, могут создавать или увеличивать зоны растяжения. Наибольшее влияние на величину динамических напряжений оказывает модуль деформаций материалов. В работе [56] показано, что с изменением модуля в 2 раза динамические деформации возрастают более чем на 30%. Если же учесть, что большинство плотин состоит из различных материалов с изменяющимися в зависимости от величины напряжений

характеристиками μ и E , то влияние динамических напряжений в наружных зонах плотины может быть весьма существенно.

Практически все динамические расчеты плотин из местных материалов проводились для поперечного профиля с целью определения устойчивости сооружения при сейсмических воздействиях (в том числе откосов) и допустимых деформаций во время землетрясения.

Решение динамической задачи для продольного сечения плотины до сих пор не проводилось, так как оно не представляет значительного интереса с точки зрения общей устойчивости плотины. Связь между напряжениями и деформациями в продольном сечении имеет существенное значение только при исследовании вопроса трещинообразования водонепроницаемых элементов плотины, который до настоящего времени для динамической задачи широко не рассматривался.

Можно отметить, что получение связей между динамическими напряжениями и деформациями в продольном сечении плотины методом конечных элементов принципиальных затруднений не вызывает и может быть реализовано по существующим программам ВНИИ ВОДГЕО, ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и НИС Гидропроекта.

Однако при расчете плотин из местных материалов с целью нахождения количественных закономерностей для связи остаточных деформаций и напряжений необходимо еще преодолеть следующие значительные трудности.

1. Определение достоверных динамических деформативных характеристик материалов ($\mu_{дин}$, $E_{дин}$). Если для несвязных грунтов (песок, щебень, гравий) эта задача решается в настоящее время, то для связных грунтов подобных исследований почти не проводилось (кроме небольшой работы Сиды и др. [56]). Использование упругих характеристик, полученных по скоростям распространения упругих волн в грунте, дает только качественную картину и не позволяет получить величин остаточных деформаций.

2. Получение обоснованных значений параметров динамических воздействий в створе рассчитываемой плотины. На настоящий момент существует крайне ограниченное число качественных записей акселерограмм сильных землетрясений (около 8—9 баллов). Необходимо учитывать, что каждое землетрясение есть реализация

случайного процесса, характеризующая совершенно произвольное сочетание основных факторов: расстояния до эпицентра, глубины эпицентра, энергии очага, геологической картины пути волны и створа сооружения и т. д. Эта реализация не может быть использована при расчете плотины в другом районе.

Расчеты Нурекской, Ахангаранской и других плотин, выполненные на основании акселерограмм, записанных в Эль-Центро, Юрике, Паркфилде, с использованием упругих характеристик, дают нам лишь качественную картину (порядок величин) приращений динамических напряжений.

На основании анализа результатов этих расчетов можно сделать вывод, что зона растягивающих напряжений при динамических воздействиях силой 9 баллов увеличивается в среднем на 30% по сравнению с размерами зоны, полученной при статических расчетах плотины. Совершенно очевидно, что в этом анализе не учитываются динамические смещения, проходящие по трещинам тектонических сбросов.

Существуют другие предложения по расчету возможного трещинообразования в теле земляных плотин при сейсмическом воздействии. За последние годы наиболее широкое распространение получил метод Ньюмарка [69], основанный на следующих предпосылках:

а) изменение во времени сейсмических ускорений в разных точках сооружения происходит синхронно;

б) движение грунта принимается по заранее заданной поверхности скольжения (круглоцилиндрической, плоской или другого вида);

в) движение отсека начинается при условии $A > N$, где A — ускорение основания при землетрясении;

$N = \frac{a}{g}$ — предельное сопротивление или коэффициент инерционности, при котором начинается движение.

Смещение отсека u_m рассчитывается по формуле

$$u_m = \frac{v^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A} \right), \quad (\text{III.7})$$

где v — скорость распространения сейсмических волн;
 g — ускорение свободного падения.

Примером расчета по методу Ньюмарка могут служить результаты оценки поведения плотины Оно, описанной в главе I. С использованием акселерограммы Эль-Центро было рассчитано максимальное ускорение для

створов № 1 и 2. Распределение инерционного коэффициента сейсмичности по высоте поперечного сечения плотины k_y можно определить, согласно СНиП или по рекомендациям Амбрасейса [71], значение продольного инерционного коэффициента определяется по данным Ишихара [71].

Увеличение продольного ускорения на гребне плотины. Оно по сравнению с основанием, равное $1,8 g$ для сечения № 2 (см. рис. I.10), обусловлено формой берегов и различием динамических свойств материалов плотины и основания; в сечении № 1 нет увеличения инерционного коэффициента. Максимальные ускорения в горизонтальной плоскости сечений № 1 и 2 составляли около $0,67 g$ и $0,72 g$ и соответственно действовали под углом 19 и 34° от нормали к продольной оси плотины. Учитывая, что вертикальная компонента ускорения равна $0,2 g$, максимальное ускорение на низовом откосе $0,73 g$ действует параллельно низовому откосу плотины. Так как компоненты ускорения вдоль гребня находятся в одной фазе, неудивительно, что происходило интенсивное продольное трещинообразование.

Если принять, что во время землетрясения никакого изменения динамического порового давления в низовой упорной призме не происходит, а угол внутреннего трения равен 18° , то смещение оползающего массива и, следовательно, параметры трещин можно рассчитывать по методу Ньюмарка [69].

Если оползание материала откоса не происходит, зоны образования продольных трещин на гребне плотины можно оценить по существующим программам ВНИИГ или ВОДГЕО по методу конечных элементов с использованием деформативных характеристик материалов ядра и упорных призм, полученных при трехосных испытаниях с циклическими нагрузками.

Расчет выполняется в два этапа. На первом этапе проводят динамический расчет плотины со статическими характеристиками грунтов, определяют изменение напряжений в различных точках плотины. Затем выполняют лабораторные опыты с грунтами в приборах трехосного сжатия с приложением к образцу динамических напряжений, полученных в расчете по первому этапу. На втором этапе проводится расчет плотины с использованием полученных динамических характеристик. На основе результатов второго этапа расчета подсчитывают

суммарные остаточные деформации всех элементов плотины.

Динамические параметры на каждом этапе расчета задаются равноценными в виде синтетической акселерограммы, которая составляется по результатам ряда наблюдений за слабыми землетрясениями в районе строительства плотины.

Необходимо определить продолжительность землетрясения, частотный состав, максимально возможную амплитуду, ускорение и ряд простых гармонических колебаний, аппроксимирующих синтетическую акселерограмму.

При завершении расчета необходимо сопоставить суммарные деформации ядра и упорных призм плотины. В силу специфики динамического воздействия при землетрясении силой свыше 6 баллов осадка несвязного материала значительно превышает осадку связных грунтов; кроме того, несвязный грунт упорных призм получает горизонтальные смещения. В первом приближении можно считать, что разность остаточных деформаций ядра и призм определяет глубину проникания продольной трещины между двумя разнородными грунтами, тогда как разница в величине горизонтальных деформаций определяет ширину трещин.

5. ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Задача о напряженно-деформированном состоянии каменно-земляной плотины является сложной пространственной задачей теории сплошных и дискретных сред, при решении которой необходимо учитывать переменность свойств материалов не только в пространстве и в зависимости от напряжений, но и во времени, особенности строительства и эксплуатации сооружения, действующие нагрузки и т. п. Решение такой задачи в настоящее время затруднительно ввиду отсутствия достаточно обоснованных данных о реологических свойствах грунтов, сложности одновременного учета влияния всех возможных факторов при численной реализации решения и т. д.

В то же время решение частных задач с принятием определенных допущений и предпосылок, указанных вы-

ше, может дать вполне удовлетворительные результаты в отношении выявления тех или иных тенденций трещинообразования в ядрах и экранах каменно-земляных плотин.

Анализ результатов натурных наблюдений позволяет считать, что трещинообразование в глинистых ядрах и экранах плотин, возникающее в процессе строительства и эксплуатации сооружения, является следствием деформаций материалов, вызванных внешними факторами, особенностями конструкции, условиями эксплуатации и т. п.

Имеющиеся результаты расчетов по определению напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин соответствуют в основном моменту окончания строительства при условных схемах мгновенного или поэтапного возведения. При учете поэтапности возведения плотины по схеме, используемой в работах [19, 43], принимается во внимание лишь изменение свойств материалов (ρ , E , μ) в зависимости от степени нагружения, но не рассматривается их изменение во времени. При этом основная предпосылка такой методики заключается в том, что деформации предыдущих слоев от действия собственного веса грунта проходят лишь в период их укладки, а далее они деформируются только от действия дополнительной нагрузки — от массы вышележащих слоев. Результаты расчетов по такой схеме свидетельствуют, в частности, об отсутствии на гребне ядра к моменту окончания строительства плотины вертикальных и горизонтальных перемещений и относительных деформаций, вследствие чего они не могут быть использованы для оценки трещинообразования на гребне.

Результаты расчета напряженно-деформированного состояния продольного профиля при условии мгновенного возведения дают качественную картину перемещений и относительных деформаций, похожую на зафиксированную в натуре к моменту образования трещин на гребне ядра. Количественные величины перемещений и относительных деформаций, полученные при таком расчете, превышают в несколько раз замеренные в действительности. Однако использование результатов таких расчетов при оценке трещинообразования на гребне вполне приемлемо с внесением соответствующих корректив. В частности, М. Долежалова предлагает уменьшать полученные расчетные значения на величину коэффициента кон-

солидации α_k , а авторы данной книги рекомендуют вводить эмпирически найденный коэффициент соотношения эксплуатационных и строительных осадок гребня ядра

$\frac{s_{стр}}{s_{экспл}}$, равный 0,1—0,2 в зависимости от характерис-

тик материала и темпов возведения сооружения (см. главу IV). Такой прием, безусловно, является приближенным, но достаточно оправданным на данной стадии изучения вопроса ввиду отсутствия результатов расчета деформаций указанных сооружений с учетом реологических свойств материалов.

На основании анализа расчетных данных, приведенных в этой главе, могут быть высказаны следующие положения.

1. Неравномерные деформации материалов плотины (упорных призм, ядра, экрана), обусловленные особенностями конструкции сооружения, условиями топографии и геологии, различными по деформативным свойствам материалами и условиями загрузки, вызывают появление опасных с точки зрения трещинообразования зон предельного состояния сдвига и растяжения в различных частях противофильтрационных устройств.

2. Вследствие различий в деформируемости материалов глинистого ядра или экрана и упорных призм, вызванных статическими и динамическими нагрузками, могут возникать арочный эффект в поперечном сечении, на контакте ядра с переходными зонами и призмами и зоны предельного состояния в ядре, в результате чего нарушается его монолитность с образованием вероятных сквозных поперечных трещин внутри и продольных трещин на гребне ядра.

3. Неравномерные деформации материала ядра вследствие влияния формы каньона в продольном направлении приводят к возникновению зон растяжения на гребне вблизи бортовых примыканий и зон сдвиговых деформаций внутри по контакту ядра с бортами, особенно у крутых бортов. При наличии таких зон при определенных условиях могут возникать сквозные поперечные трещины на гребне ядра, внутренние нарушения контакта ядра с основанием и повышенная фильтрация на этих участках.

4. Применяемые в настоящее время методы исследования и расчета напряженно-деформированного состояния плотин из местных материалов дают достаточно

обоснованную и широкую информацию о поведении сооружения, а результаты расчета по этим методам с приемлемым приближением могут быть использованы для определения трещиноопасных зон, их размеров, характера разрушения материала в этих зонах.

5. При сейсмических воздействиях на разнородные плотины из местных материалов силой свыше 6 баллов создаются условия для образования трещин на гребне и откосах плотин.

6. Как показал анализ результатов динамических расчетов плотин по методу конечных элементов, зона растягивающих напряжений на гребне плотины при землетрясении силой свыше 8—9 баллов увеличивается на 30% по сравнению с ее размерами при статических условиях.

7. Продольные трещины на гребне плотины при сейсмических воздействиях можно рассчитывать либо по методу Ньюмарка с учетом оползания массива грунта, либо по методу конечных элементов с учетом динамических характеристик грунтов с определением остаточных деформаций.

8. В связи с наличием зон предельного состояния растяжения и сдвига необходимо определять прочностные и деформативные свойства грунтов для тела плотин, предельные значения прочностных параметров, что позволит, принимая те или иные критерии прочности, судить о действительной возможности появления трещин в соответствующих областях и определять вероятные их параметры: глубину, ширину, направление, протяженность и т. п.

Глава IV

ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ МЕТОДА ЦЕНТРОБЕЖНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Как указано в главе III, при использовании имеющихся методик расчетов напряженно-деформированного состояния плотин из местных материалов весьма трудно учесть действительные сложные связи между напряжениями и деформациями в грунтах. Использование предлагаемых в последнее время уравнений состояния грунтов [6], описывающих их поведение как упругопластического материала с учетом влияния поворота осей главных напряжений, траектории нагружения, дилатансии и т. п., даже при возможности их реализации в расчете с применением ЭВМ (что достаточно сложно), на наш взгляд, не позволяет быть полностью уверенным в надежности полученных результатов вследствие весьма ограниченной экспериментальной проверки этих уравнений. Еще более проблематичным является вопрос учета реологических (ползучих) свойств глинистых и крупнообломочных грунтов, так как с точки зрения оценки трещинообразования процесс деформаций во времени представляет наибольший интерес.

В связи с этим для решения задач трещинообразования, получения всей картины протекания деформаций во времени представляется перспективным использование моделирования напряженно-деформированного состояния сооружения и, в частности, применение метода центробежного моделирования.

Метод центробежного моделирования [36] позволяет с большой точностью моделировать на небольших моделях, помещенных в поле центробежных сил, напряженное состояние сооружения больших размеров и изменение его во времени. При определенных условиях модели-

рования в самой модели процессы деформаций протекают, как и в действительности, в соответствии с реальными для натурального материала в натуральных условиях закономерностями между напряжениями, деформациями и временем.

В НИС Гидропроекта В. И. Щербиной и др. [8, 63] и во ВНИИ ВОДГЕО авторами данной книги метод центробежного моделирования был применен в исследованиях возможности трещинообразования в глинистых ядрах и экранах каменно-земляных плотин.

Методика моделирования прочности и устойчивости земляных сооружений с использованием центрифуг разработана в СССР Г. И. Покровским и И. С. Федоровым [36]. Метод центробежного моделирования позволяет воспроизводить подобие между моделью и сооружением в натуре. Это достигается тем, что модель, изготовленная из того же материала, что и сооружение, и геометрически ему подобная, подвергается воздействию объемных сил, превосходящих силу тяжести во столько раз, во сколько модель меньше сооружения в натуре.

В соответствии с [36] основные соотношения подобия при моделировании земляных сооружений на центрифуге имеют вид («м» — модель, «н» — натура; n — линейный масштаб моделирования): линейные размеры — $H_m = H_n/n$, $L_m = L_n/n$; осадки и перемещения — $s_m = s_n/n$, $u_m = u_n/n$; относительные деформации — $\varepsilon_m = \varepsilon_n$; напряжения — $\sigma_m = \sigma_n$.

Следует отметить, что эти соотношения справедливы в том случае, если модельный и натуральный материалы одинаковы или идентичны по своим прочностным свойствам. При моделировании состава или качества натурального материала (например, крупности при исследованиях крупнообломочных грунтов) необходимо оценивать погрешности вследствие изменения прочностных свойств. Г. И. Покровским и И. С. Федоровым [36] показано, что при исследованиях на центрифуге происходит моделирование времени, причем для различных процессов и материалов масштаб моделирования времени различен. Не рассматривая подробно этот вопрос, отметим, что при моделировании деформаций связных водонасыщенных грунтов принимается

$$t_n = n^2 t_m, \quad (IV.1)$$

где t_n — время эксплуатации сооружения в натуре;
 n — линейный масштаб моделирования;

t_m — время центрифугирования модели с масштабом n .

Исследованиями МИИТ [36, 53] указанное соотношение для связных грунтов уточняется в виде

$$t_n = n^x t_m, \quad (IV.2)$$

где $x=1,9-2$ в зависимости от коэффициента водонасыщения грунта.

При моделировании деформаций крупнообломочных грунтов равенство (IV.1) не соблюдается. Как установлено нашими проработками [53], если каким-либо уравнением состояния описать процесс деформации во времени для крупнообломочного грунта [31], то при центробежном моделировании масштаб времени оказывается переменной величиной, зависящей от качества материала, его прочностных параметров, линейного масштаба моделирования и времени самого моделирования.

Если для оценки принять предлагаемое Н. Н. Розановым¹ для случая одноосного деформирования реологическое уравнение состояния крупнообломочного грунта (полученное на основании многочисленных экспериментальных исследований)

$$e = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma t}{\theta + \lambda t}, \quad (IV.3)$$

где e — относительная деформация; σ — давление; E — модуль мгновенной (условно) деформации; t — время; θ, λ — параметры ползучести, то получим

$$t_n = \frac{\sqrt[3]{n^2 (\theta + \lambda t_m)} - \theta}{\lambda}. \quad (IV.4)$$

При характерных для крупнообломочных грунтов значениях $\theta=10^3-10^5$ кг/см²·мин, $\lambda=1,6 \cdot 10^3-1,5 \times 10^4$ кг/см² в зависимости от $n=50-250$, $t_m=10-60$ мин величина x в уравнении (IV.2) изменяется в пределах 0,66—0,99.

Это обстоятельство требует весьма осторожной оценки результатов при исследованиях составных моделей из глинистых и крупнообломочных грунтов. Во всяком случае при анализе результатов таких исследований следует иметь в виду, что при переходе на натурное сооружение будет наблюдаться несоответствие по времени де-

¹ Розанов Н. Н. Расчет вертикальных деформаций плотин из крупнообломочных грунтов. Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1970, Сб. № 24.

формирования отдельных элементов. При оценке результатов подобных опытов в первую очередь можно судить о качественной стороне явления, а при извлечении количественных параметров следует вводить соответствующие коррективы.

Рассматриваемые ниже экспериментальные исследования проводились на больших центробежных машинах НИС Гидропроекта ($R_{эф}=2,5$ м, $n_{макс}=320$) и ВНИИ ВОДГЕО ($R_{эф}=2,15$ м, $n_{макс}=200$).

2. МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ

В НИС Гидропроекта были проведены исследования трещинообразования в продольном сечении ядра каменно-земляной плотины при уклонах бортов каньона 40 и 50° [63]. Модели соответствующей конфигурации сечения изготавливали в плоских кассетах шириной 80 и 200 мм, помещаемых в каретки центрифуги. Грунт заданной плотности с определенной влажностью укладывали с послойным уплотнением.

Основные положения методики заключались в следующем: решалась задача плоской деформации от действия собственного веса, трение материала по стенкам исключалось путем укладки между моделью и стенками специальных прослоек полиэтилена с солидолом; борта каньона были достаточно жесткими. В процессе испытания с помощью специально разработанных в НИС Гидропроекта двухкомпонентных датчиков деформаций измеряли вертикальные и горизонтальные перемещения на гребне, а аэростатическими датчиками давления — напряжения по контакту ядра с основанием. Плотность и влажность отдельных слоев определяли до и после опытов путем отбора проб. Характеристики мелкозема сафедобского грунта (менее 5 мм), принятого для исследований, следующие: $W_T=19\%$, $W_p=15\%$, $W_n=4\%$, $W_{опт}=11\%$, $\rho_{вл}=2,05$ г/см³. С помощью координатомера измеряли остаточные перемещения модели, а для определения момента появления трещин в процессе испытания на гребень модели наклеивали узкие полоски токопроводящей фольги, разрыв которой фиксировался.

Поскольку принятая в НИС Гидропроекта методика оценки трещинообразования основана на анализе эпюры осадок гребня (см. главу II), соответствующие результа-

тие. При наклоне бортов $\alpha = 50^\circ$ трещины появились на расстоянии примерно 0,1—0,15 длины плотины по гребню ($2L$) с правого и левого берега, максимальная их глубина в пересчете на натуру достигала 10 м для ядра высотой 70 м. При угле наклона бортов $\alpha = 40^\circ$ трещины возникали при тех же коэффициентах неравномерности осадок, но на расстоянии, не превышающем 0,08 длины плотины, т. е. ближе к бортам.

На рис. IV.2 показаны эпюры горизонтальных перемещений 1 и относительных продольных деформаций 2 на гребне модели. Как видно из рисунка, зоны растяжения наблюдаются на участке, примерно равном 0,25—0,3 длины плотины по гребню, у каждого борта. Интересно также отметить, что расположение трещин соответствует максимальным значениям относительных деформаций удлинения. Результаты опытов подтвердили предполагаемое ранее снижение вертикальных напряжений в нижней части каньона по сравнению с ρH .

Весьма интересные результаты были получены в опыте, в котором условно моделировалось замедление укладки последних слоев грунта. Полностью изготовленную модель сначала подвергали центрифугированию до затухания деформаций. Затем верхний слой, в котором имелись трещины, удаляли и укладывали новый грунт с заданными первоначальными характеристиками, после чего модель подвергалась повторному центрифугированию с соответствующим масштабом. Осадка гребня в этом случае, включающая осадку последнего вновь уложенного слоя и часть осадки нижележащей толщи, составила примерно 25% максимальной осадки модели при первом нагружении. В восстановленной модели трещин не наблюдалось, и коэффициент неравномерности осадок не превышал 0,012. Результаты этого опыта позволяют предположить, что с помощью специальной технологии укладки грунта при возведении плотины можно уменьшить или исключить опасность трещинообразования на гребне.

Исследованиями, проведенными на центробежной машине ВНИИ ВОДГЕО, предусматривалось рассмотрение более широкого круга задач, решение которых связано с оценкой трещинообразования. Все опыты условно можно разделить на две группы: изучение деформаций в продольном сечении ядра, когда вся модель выполнялась из глинистого грунта, и исследование деформированного

состояния поперечного сечения плотин с ядром или экраном, выполняемого из глинистого грунта и щебня, моделирующего каменную наброску. В опытах обеих групп решалась задача плоской деформации (трением по стенкам, в соответствии с данными исследований В. И. Щербины и наших предварительных опытов, для указанного круга задач можно пренебречь), исследовалось влияние исходных характеристик материалов и графиков нагружения. Кроме того, в опытах первой группы изучалось влияние крутизны бортов каньона на деформации и образование трещин, а также оценивалась эффективность применения конструктивных мероприятий, в частности влияние «армирования» верхней зоны на трещинообразование. В опытах второй группы, кроме исследования особенностей конструкции профиля (ядро или экран), определялось воздействие различных соотношений деформируемости глинистых и каменных материалов и дополнительно воды верхнего бьефа.

В опытах использовали средний суглинок ($W_t = 20,6\%$; $W_p = 13,6\%$; $W_n = 7\%$), просеиваемый через сито с отверстиями 1 мм, и щебень мраморизованного известняка (смесь фракций крупностью 1—10 мм). Все испытания проводились в плоских кассетах шириной 80 мм со стенками из прозрачного оргстекла (по типу применяемых в НИС Гидропроекта).

Общие для всех опытов параметры следующие: высота моделей $H_m = 25$ см, максимальный масштаб моделирования $n = 180$, время торможения центрифуги 7—8 мин. Методика подготовки и проведения опытов была следующей. Модель соответствующей конфигурации изготавливали непосредственно в кассете с заданными исходными характеристиками грунтов (глинистый грунт укладывали с послойным трамбованием через 2 см, щебень отсыпали рыхло). По мере возведения модели на различных уровнях укладывали индикаторные горизонтальные полоски, положение которых фиксировалось до и после центрифугирования модели. На поверхности модели устанавливали марки, отсчеты по которым снимали с помощью шпиген-масштаба с точностью 0,1 мм для фиксации конечных вертикальных и горизонтальных перемещений модели. В большинстве опытов с помощью следящей сельсинной системы датчиков перемещений велись наблюдения за динамикой процесса деформаций в период разгона и центрифугирования на основном режиме.

Точность этих измерений равнялась 0,01 мм. До и после испытания в различных точках модели отбирали контрольные пробы для определения влажности и плотности.

При моделировании деформаций сооружения из грунта на модели в центрифуге с заданным масштабом n необходимо иметь в виду, что в период разгона машины происходят наибольшие деформации грунта модели. Возникает вопрос, каким деформациям в натуре они соответствуют и как по результатам испытаний оценить строительные и эксплуатационные деформации? При исследованиях земляных сооружений, возводимых по определенному графику, целесообразно связывать процессы деформирования модели в период разгона с аналогичными процессами, протекающими в натуре в строительный период.

В МИИТ Т. Г. Яковлевой¹ разработана методика проектирования режима разгона, моделирующего график возведения сооружения в натуре. Эта методика позволяет приближенно оценить соотношение деформаций, происходящих в период строительства и эксплуатации. Однако, как ясно из рассмотрения весьма простой схемы нагружения модели в процессе разгона и натурального сооружения в процессе возведения (рис. IV.3,а), полного подобия напряженного, а следовательно, и деформированного состояния модели и прототипа не соблюдается (даже при учете возможных погрешностей моделирования за счет различного эффективного радиуса вращения до отдельных точек модели), причем суммарные деформации модели к концу разгона будут несколько выше эквивалентных в натуре к концу строительства.

С другой стороны, сопоставление полученных нами экспериментальных суммарных перемещений гребня с расчетными, полученными при условии мгновенного возведения, показывает, что эти величины достаточно хорошо согласуются. Таким образом, есть основания предполагать, что в результате разгона в модели реализуется процесс уплотнения материала, идентичный таковому в натурных условиях. Анализ распределения плотностей грунта модели по высоте ядра после испытания (рис. IV.6,б) и сравнение с натурными данными и ре-

¹ Яковлева Т. Г. Исследования возможности моделирования строительного периода при возведении железнодорожных насыпей. Труды МИИТ, 1968. Сб. № 273.

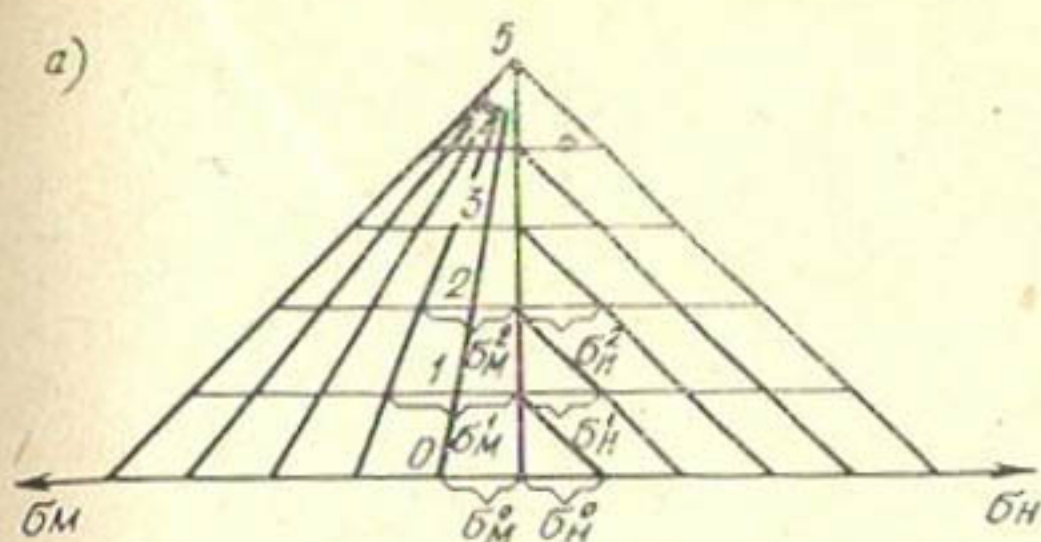
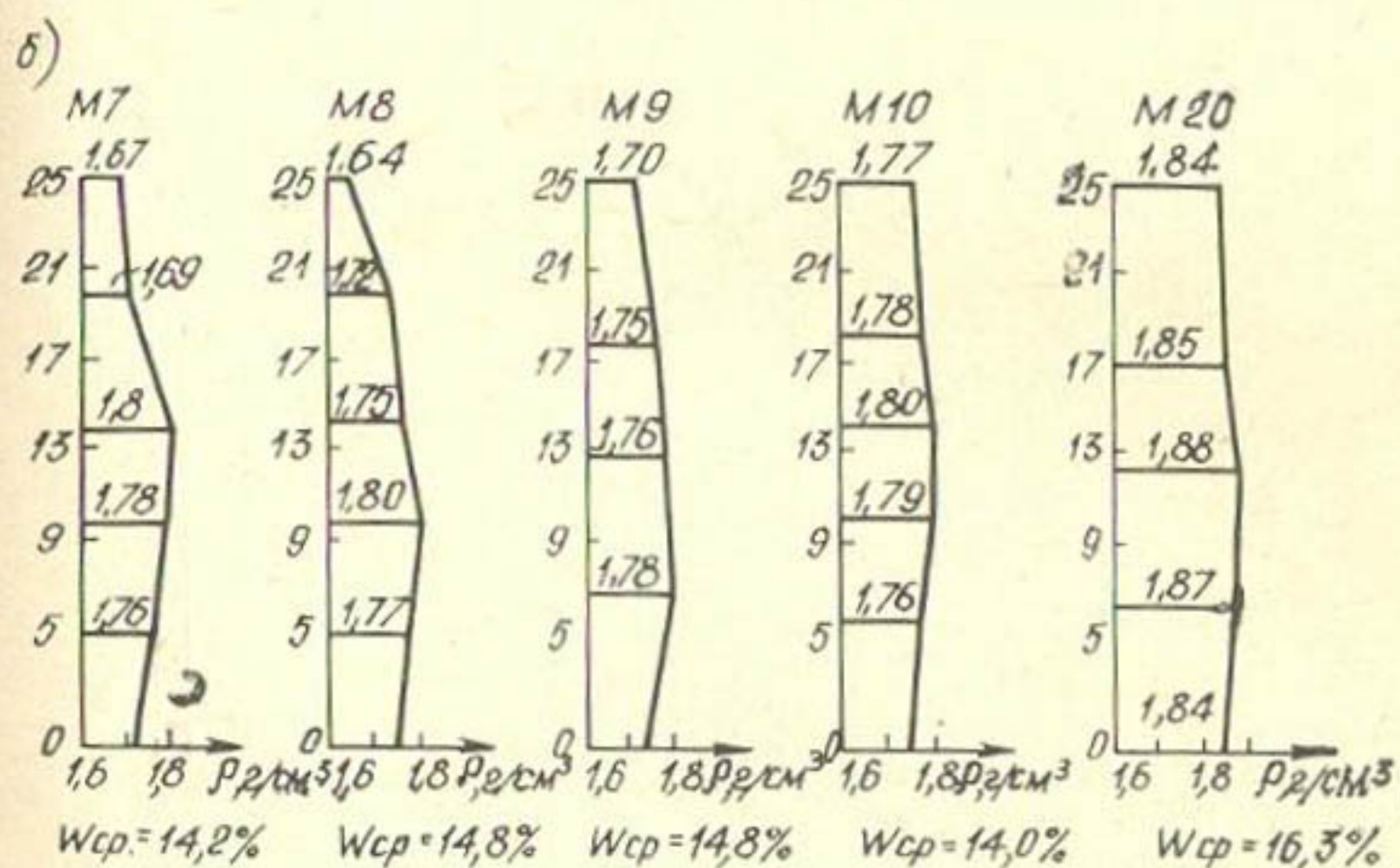


Рис. IV.3. Схема к сопоставлению величин напряжений (а) в плотине и подобной модели, испытываемой в центрифуге, и характер изменения плотностей грунта в моделях после испытания (б)



результатами соответствующих расчетов подтверждают справедливость высказанного предположения. Это с известным приближением позволяет принимать в дальнейшем допущение о том, что период разгона соответствует периоду строительства (по эффекту уплотнения) и что деформации, происходящие в модели, после разгона центрифуги, в течение испытания на заданном режиме, можно (с соответствующим соблюдением законов подобия) принимать как эксплуатационные, происходящие в натурном сооружении после его возведения.

Поэтому при исследованиях одной из основных была задача определения отдельно строительных и, что наиболее важно, эксплуатационных деформаций. Анализ результатов большинства проведенных опытов, в которых изменение деформаций фиксировалось в процессе всего испытания, позволил сопоставить полученные данные. Оказалось, что во всех случаях отношение эксплуатаци-

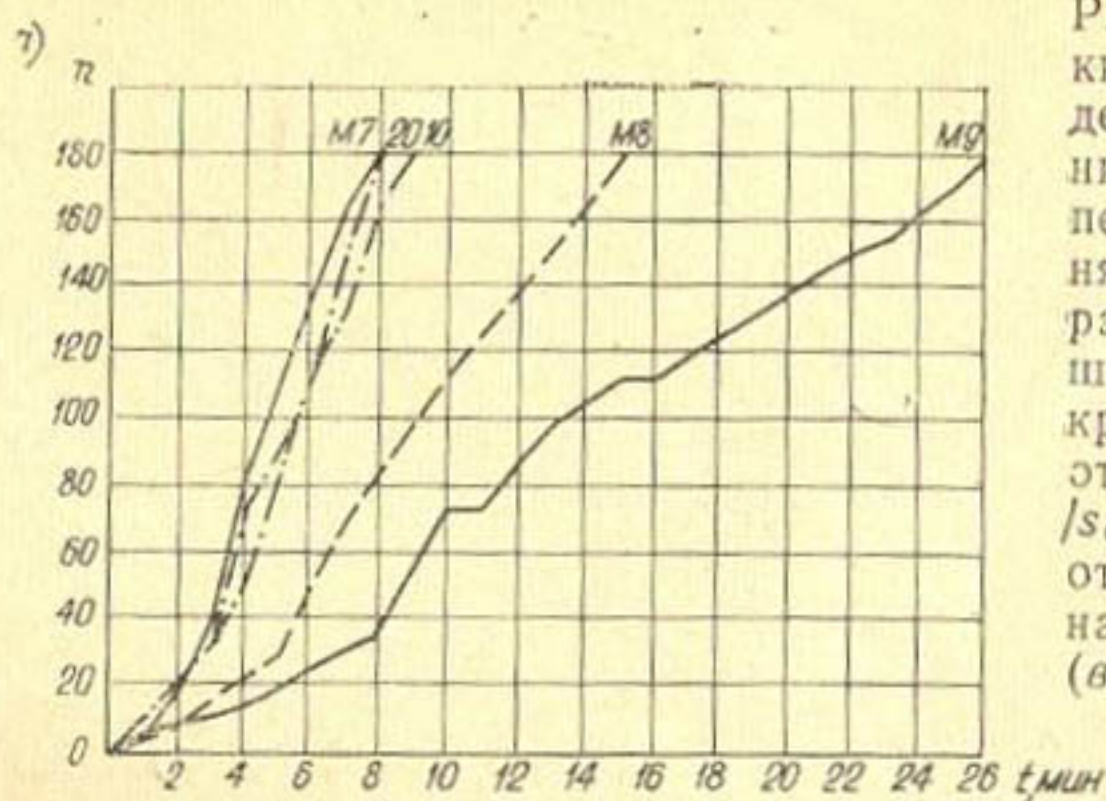
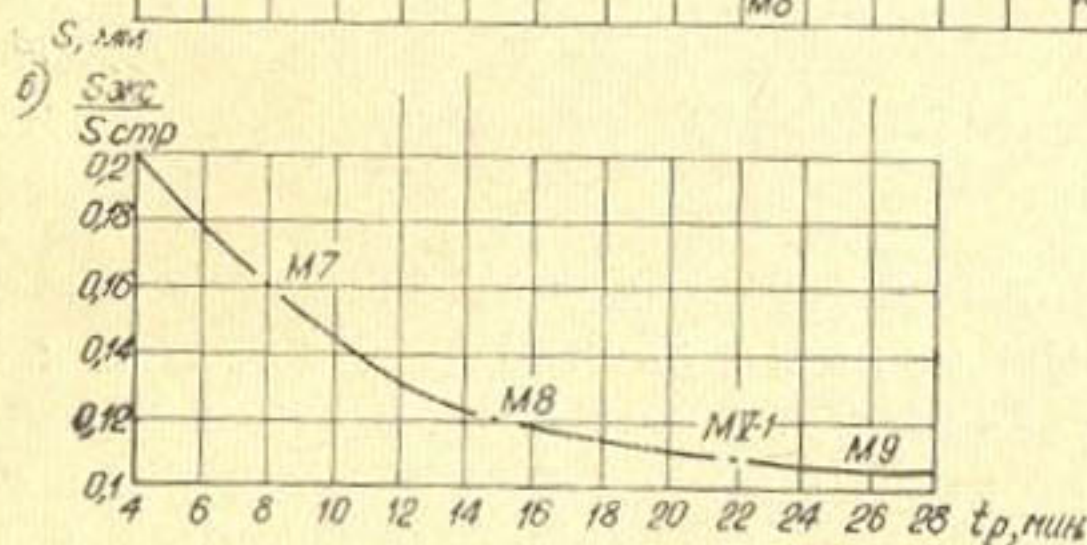
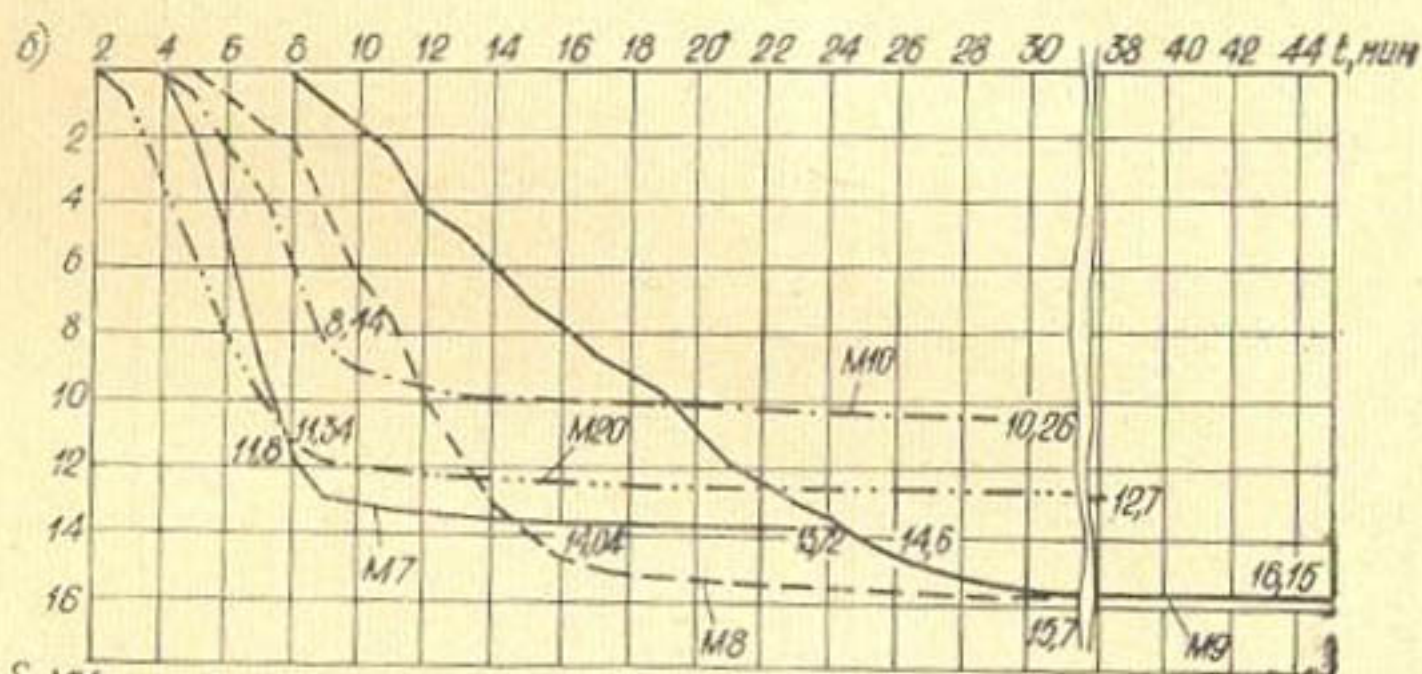


Рис. IV.4. Графики нагружения модели (а), изменения вертикальных перемещений гребня (б) в процессе разгона и дальнейшего испытания и кривая изменения отношения $S_{\text{экс}}/S_{\text{стр}}$ в зависимости от времени разгона t_p центрифуги (в)



онных вертикальных перемещений (после разгона) к строительным (к концу разгона) $S_{\text{экс}}/S_{\text{стр}}$ изменяется в диапазоне 0,1—0,2.

Специально проведенная серия опытов М 7, 8, 9, 10, 20 с моделями продольного сечения ядра из грунта со средними значениями влажности $W=14,6\%$, плотности $\rho_{\text{ск}}=1,6—1,7$ г/см³, в которых изменялся режим разгона, позволила оценить влияние скорости нарастания нагрузки (темпов возведения) на отношение $S_{\text{экс}}/S_{\text{стр}}$ (рис. IV.4). Очевидно, что с уменьшением скорости нарастания нагрузки указанное отношение уменьшается,

причем кривая имеет тенденцию к выположиванию с предполагаемой асимптотой 0,1.

Таким образом, можно считать, что для нормальных условий возведения земляных сооружений, когда темпы укладки материала не превышают условий, заданных в опыте М9, отношение $s_{\text{экс}}/s_{\text{стр}}=0,1$. Для практических оценок деформаций в эксплуатационный период (s , u , ϵ), необходимых для прогноза трещинообразования, следует пересчитывать результаты расчетов, полученные при мгновенном возведении, с учетом найденных соотношений (0,1—0,2 в зависимости от свойств материалов, конструкции сооружения и темпов его возведения), принимая меньшие значения для более плотного, менее влажного материала, меньших высот сооружения и более замедленных темпов его возведения, т. е. предлагается считать:

$$\left. \begin{aligned} s_{\text{экс}} &= (0,1 - 0,2) s_{\text{мгн}}^{\text{расч}}, \\ u_{\text{экс}} &= (0,1 - 0,2) u_{\text{мгн}}^{\text{расч}}, \\ \epsilon_{\text{экс}} &= (0,1 - 0,2) \epsilon_{\text{мгн}}^{\text{расч}}. \end{aligned} \right\} \text{ (IV.)}$$

Серия исследований (опыты М1-МIII) была проведена с целью определения влияния крутизны бортов каньона, вызывающего образование поверхностных поперечных трещин на гребне ядра. Заложение бортов каньона изменялось от 0,5 до 1,5, поскольку, как показал предыдущий анализ, такие условия наиболее неблагоприятны.

На рис. IV.5 представлены наиболее типичные результаты этих опытов. Очевидно, что вследствие неравномерных деформаций материала, обусловленных стесненностью каньона, образуются зоны растяжения, в которых возникают поперечные трещины. На рис. IV.6 приведена зависимость изменения основных параметров деформаций u , s , ϵ_x в гребневой зоне от заложения бортов m . Оказалось, что наиболее неблагоприятными в отношении появления поверхностных трещин разрыва являются каньоны с заложением бортов $m=1$. Значения всех параметров (u , $\frac{u_{\text{макс}}}{s_{\text{макс}}}$, ϵ_x , l_p/L), как и размеры самих трещин (ширина, глубина), были наибольшими при $m=1$. Такой экстремальный характер изменения параметров объясняется самим процессом протекания осадок в каньоне. При очень пологих бортах в основном

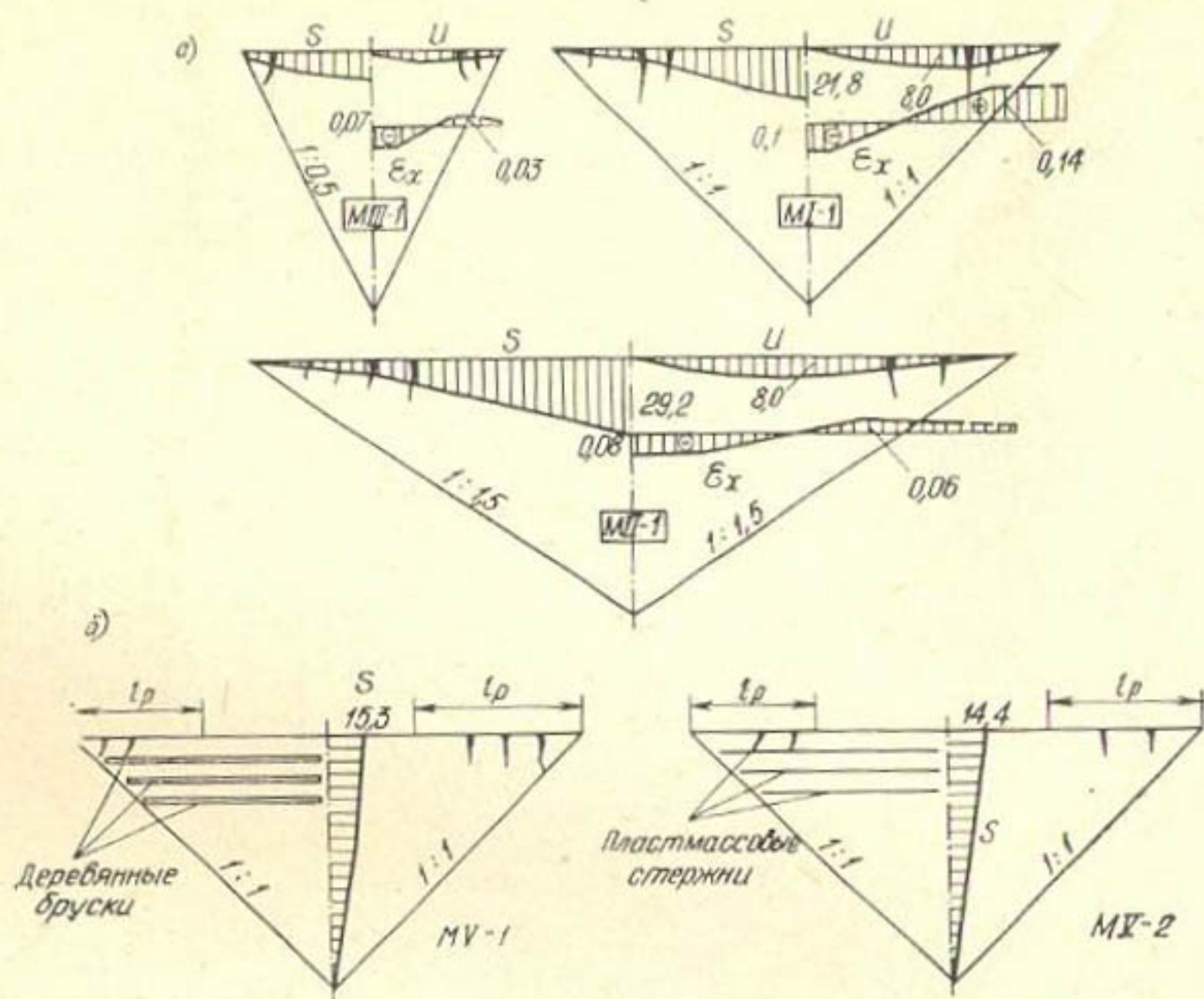


Рис. IV.5. Результаты исследования влияния крутизны бортов каньона (а) и «армирования» верхних зон ядра (б) на характер деформаций и трещинообразование (перемещения в мм)

происходят вертикальные перемещения, при очень крутых бортах ($m < 1$) горизонтальные деформации также незначительны вследствие ограниченной области их развития. Поэтому вполне закономерно существование экстремальных промежуточных условий (опыты показали это при $m = 1$), где горизонтальные перемещения u наибольшие и, следовательно, получаются наибольшие значения относительных деформаций растяжения ϵ_x , необходимые для трещинообразования. Можно отметить, что экспериментальные результаты хорошо согласуются с расчетными (рис. IV.6, б). Относительные размеры зон растяжения l_p/L колеблются в пределах 0,3—0,6 для различных заложений, причем именно в этих зонах и возникали трещины (как правило, на участках наибольших относительных удлинений).

Весьма важным экспериментальным результатом является то, что все анализируемые параметры s , u , ϵ_x , l_p/L уменьшаются с увеличением начальной плотности

материала и уменьшением влажности. В качестве иллюстрации этого вывода можно привести график зависимости максимальных осадок гребня $S_{\text{макс}}$ от плотности и влажности грунтов в опытах с прочими одинаковыми условиями (рис. IV.7). В такой же закономерности изменяются величины эксплуатационных осадок сооружения. Как видно из рис. IV.7, в зависимости от начальной плотности максимальные осадки изменяются в диапазоне 0,4—1,1% высоты плотины, что, в частности, хорошо согласуется со значениями, полученными на основе анализа данных натуральных наблюдений.

При исследованиях трещинообразования в продольном сечении ядра плотины попутно определяли влияние некоторых технологических и конструктивных мероприятий на образование поперечных трещин на гребне. К таким мероприятиям относятся, во-первых, частичное армирование верхней растянутой зоны ядра жесткими конструкциями (опыты MIV, MV) и, во-вторых, замедленная укладка последних по высоте слоев грунта до основного затухания осадок ранее уложенных слоев (опыты MVI-1,2). Основные результаты этих опытов показаны на рис. IV.5 и IV.8.

Армирование, которое моделировалось укладкой в

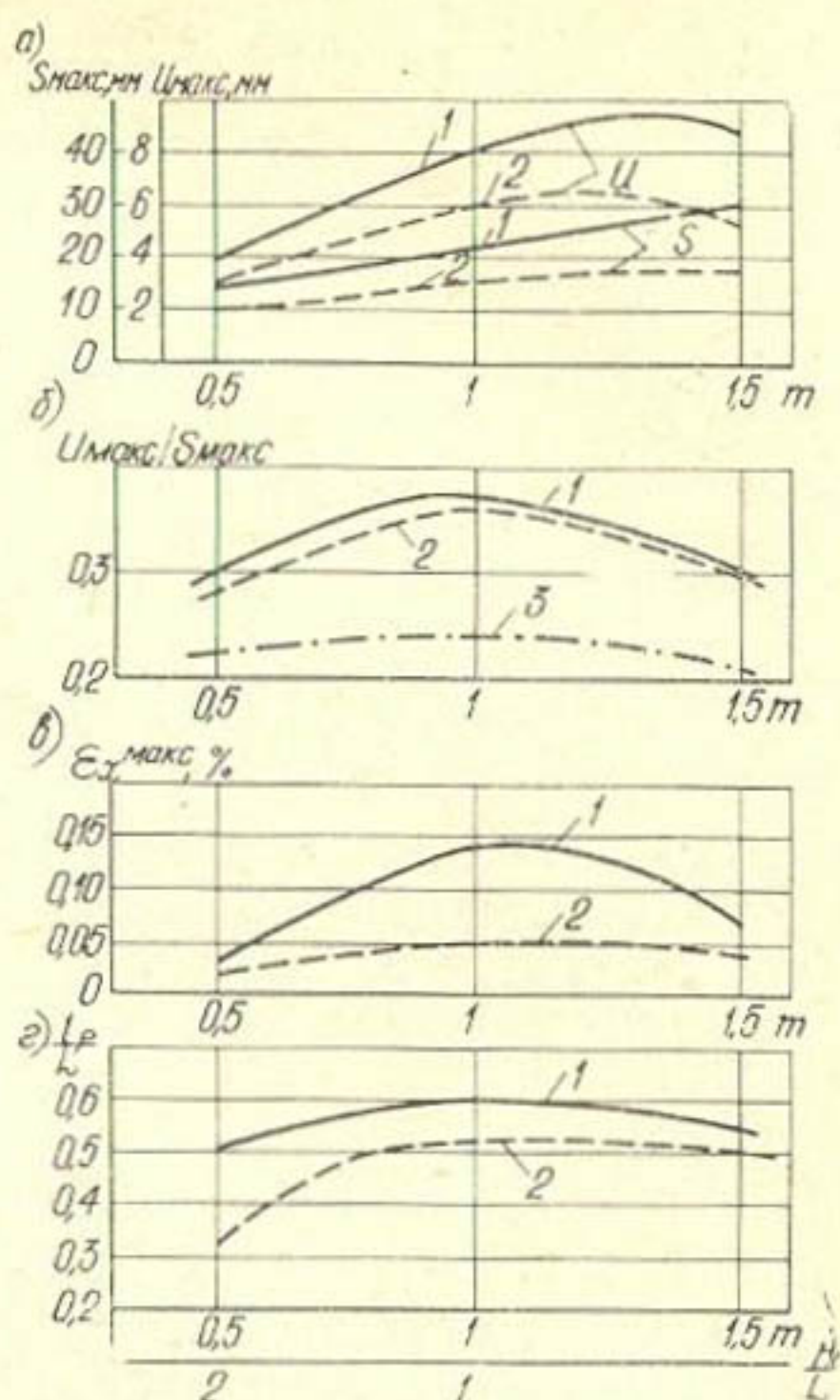


Рис. IV.6. Графики изменения максимальных значений вертикальных и горизонтальных перемещений (а), их отношения $\frac{u_{\text{макс}}}{S_{\text{макс}}}$ (б), относительных деформаций (в) и относительных размеров зон растяжения на гребне (г) в зависимости от заложения бортов m
 1 — $\rho_{\text{ск}} = 1,55 \text{ г/см}^3$; 2 — $\rho_{\text{к}} = 1,7 \text{ г/см}^3$;
 3 — расчетная кривая при $E = 15 \text{ МПа}$; $\mu = 0,3$

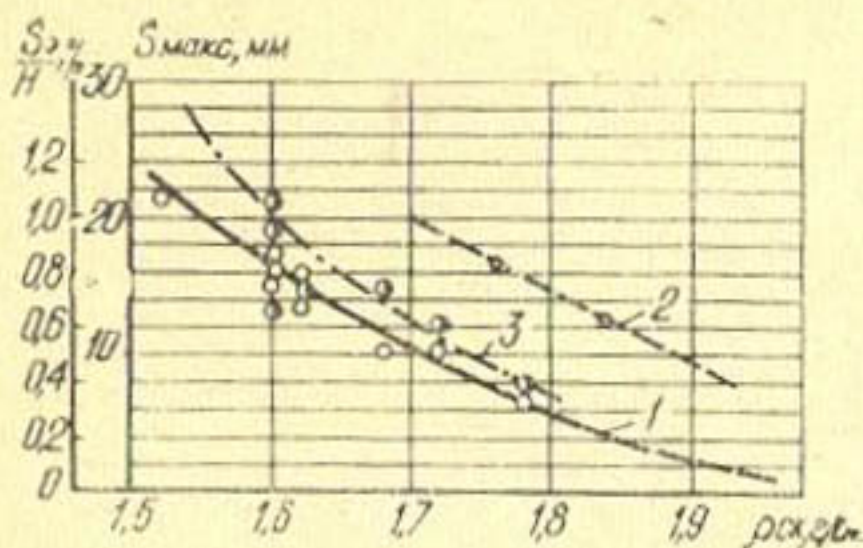


Рис. IV.7. Зависимости абсолютных и относительных осадок гребня модели от плотности и влажности грунта

1, 2 — $S_{\text{макс}} = f(\rho_{\text{ск}})$ соответственно для $N_{\text{ср}} = 14,4$ и $16,8\%$; 3 — $S_{\text{макс}}^{\text{экс}}/H = f(\rho_{\text{ск}})$ для $W_{\text{ср}} = 14,4\%$

грунта при условии обеспечения значительного сцепления между грунтом и армирующей конструкцией.

Замедленная укладка последних слоев грунта (второе и третье центрифугирование модели со вновь уложенным верхним слоем грунта) значительно снижает опасность трещинообразования. Значения всех анализируемых параметров деформаций на гребне в этом случае уменьшаются в 5—6 раз, поскольку исключается влияние осадки от ранее уложенных слоев.

Процессы деформирования материала в продольном сечении ядра, вызывающие образование в основном поверхностных поперечных трещин на гребне, не исчерпывают всех особенностей деформирования сооружения, обуславливающих другие разрушения. Поэтому не менее важно представлять картину деформирования материалов в поперечном сечении плотины, где основные особенности неравномерных деформаций связаны с различием в прочностных и деформативных свойствах глинистых грунтов ядра или экрана и крупнообломочных материалов переходных зон и упорных призм.

Характер проявления перемещений крупнообломочного грунта в продольном сечении каньона (опыт М21) идентичен таковому для глинистого грунта; разница заключается лишь в величинах самих перемещений, обусловленных различной сжимаемостью указанных материалов. В связи с этим приходится обращать серьезное внимание на обоснование надежности приконтактной

верхнюю зону деревянных или пластмассовых стержней, достаточно эффективно сказалось на уменьшении размеров зон растяжения, относительных удлинений и параметров самих трещин. При более жестких конструкциях этот эффект был существенней, так как они способны воспринимать без разрушения неравномерные деформации прилегающего

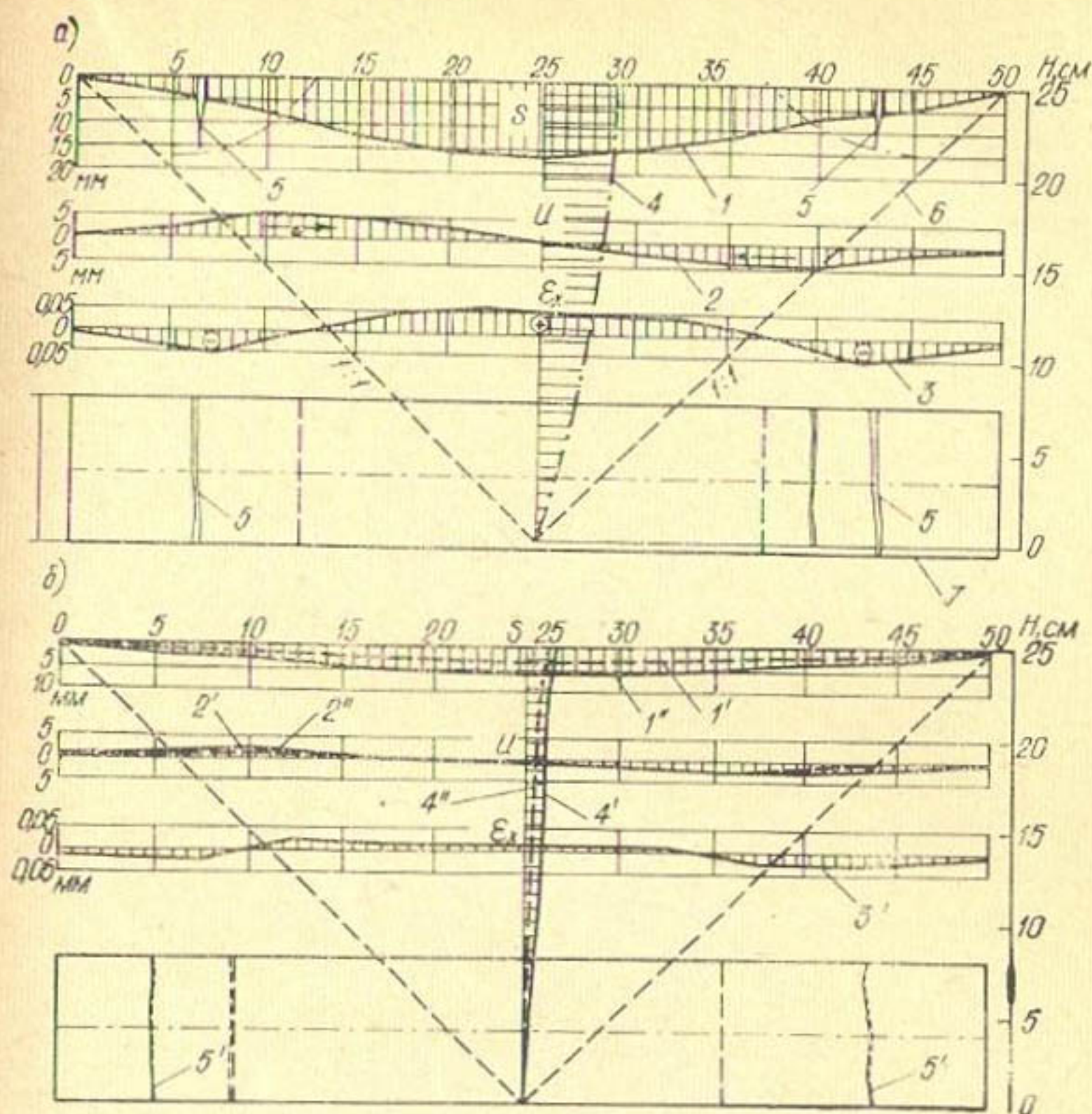


Рис. IV.8. Эпюры перемещений и деформаций в продольном сечении модели ядра после первого центрифугирования (а) и после второго и третьего центрифугирования с новым верхним слоем грунта (б)
 1 — осадки в продольном направлении; 2 — горизонтальные перемещения; 3 — относительные деформации; 4 — осадки по вертикали; 5 — трещины; 6 — контур каньона; 7 — план модели

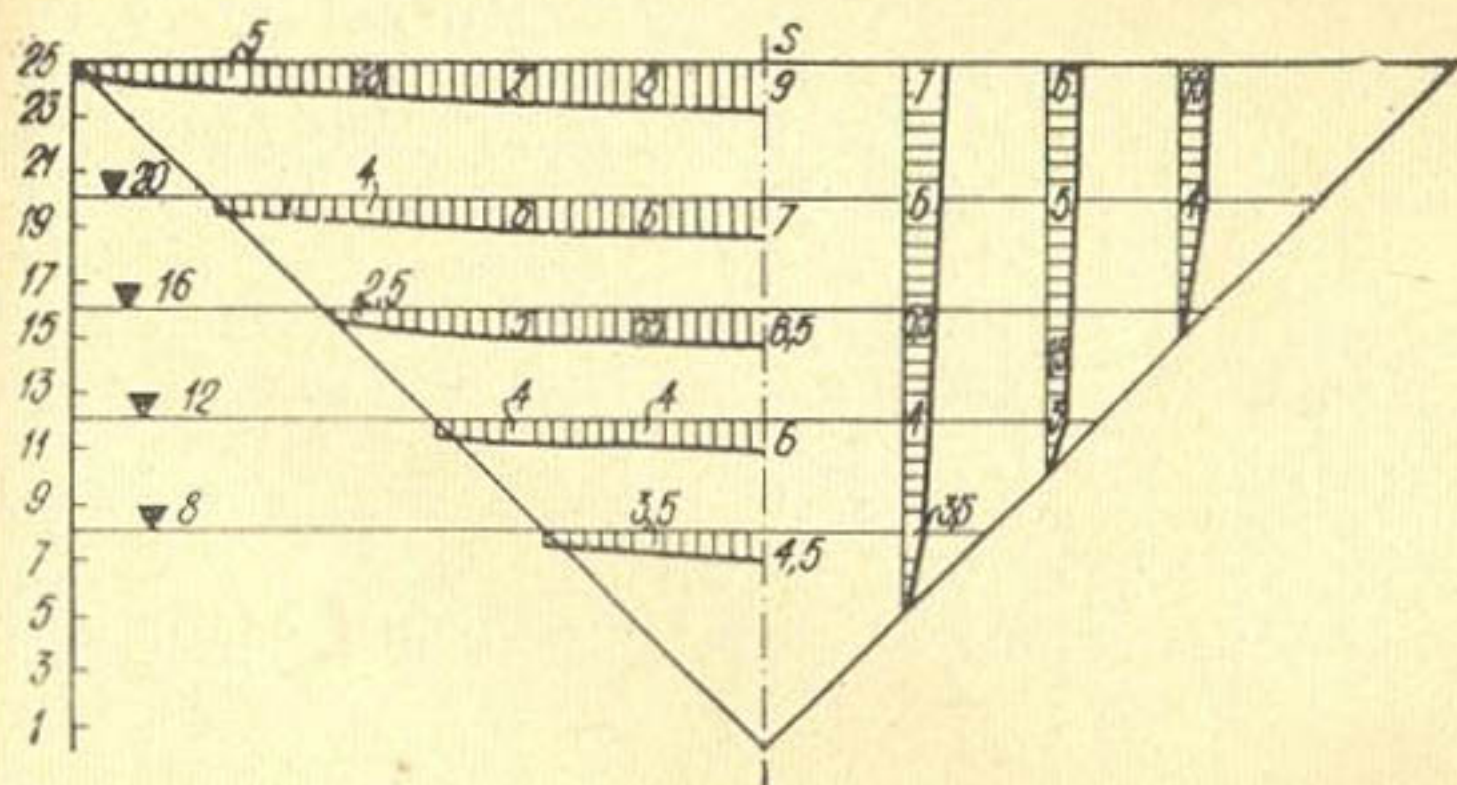


Рис. IV.9. Эпюры осадок крупнообломочного грунта в продольном сечении каньона

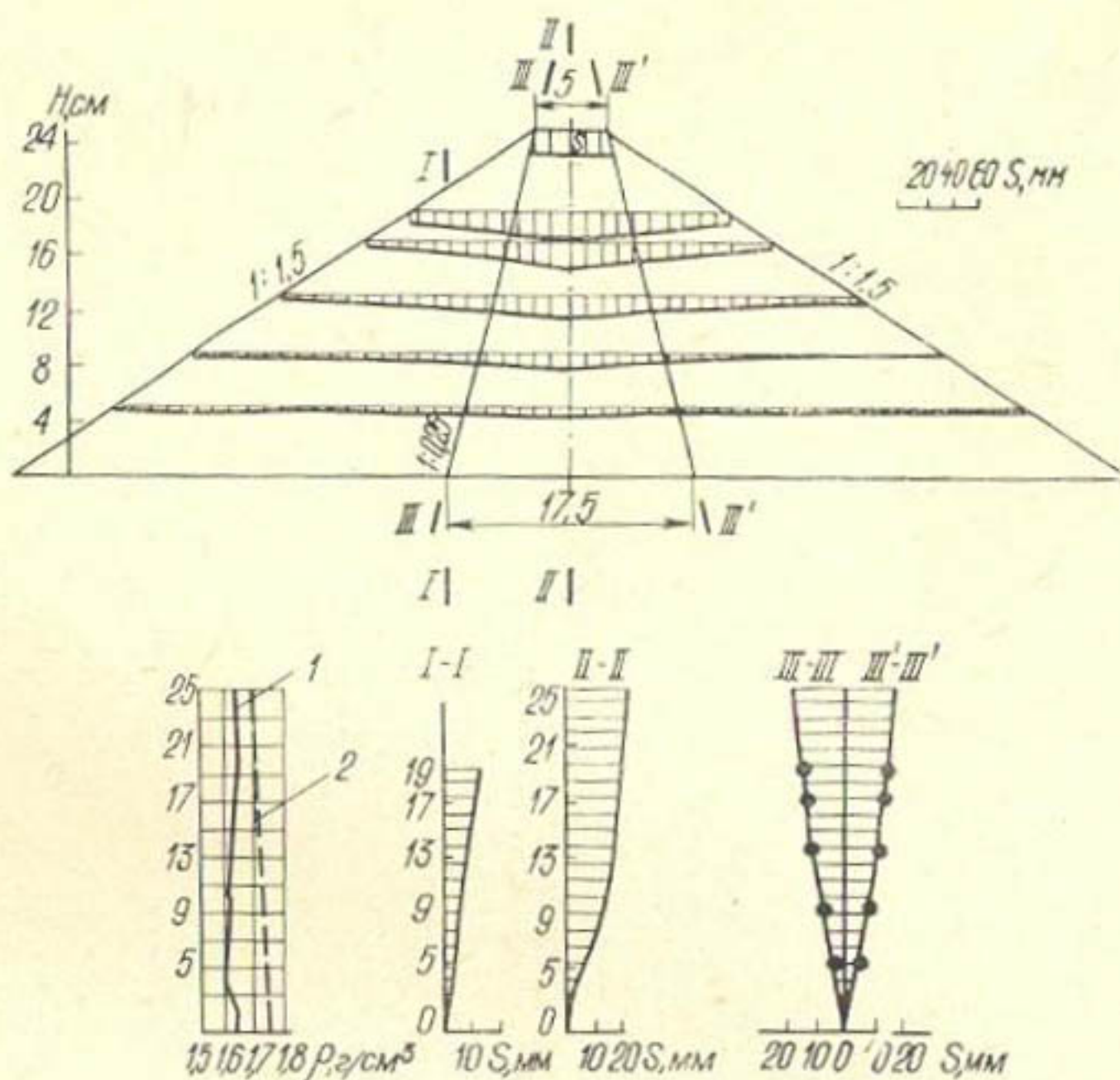


Рис. IV.10. Распределение вертикальных перемещений в поперечном сечении модели плотины с ядром для случая $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$ при отсутствии воды в верхнем бьефе

1, 2 — кривые плотности до опыта и после опыта

зоны ядро — призма, где расположена переходная зона, нарушение которой может приводить к опасным последствиям (рис. IV.9).

По данным компрессионных испытаний в одометрах, средний модуль деформации используемого в опытах щебня составлял 15—25 МПа, а для глинистого грунта в зависимости от плотности и влажности ($\rho_{\text{ск}} = 1,5—1,85 \text{ г/см}^3$, $W = 14—17\%$) — 3—20 МПа. При исследованиях поперечных сечений в одних опытах подбирали соотношения модулей деформаций ядра и призм $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$, а в других, наоборот, — $E_{\text{я}} > E_{\text{пр}}$. В опытах М17—М19 моделировалось дополнительное воздействие воды верхнего бьефа. На рис. IV.10 и IV.11 представлены основные результаты этих опытов, показаны эпюры осадок на различных уровнях и дано сопоставление осадок отдельных элементов в контактной зоне.

На основании анализа этих результатов можно отметить следующее. Если материал ядра обладает большей

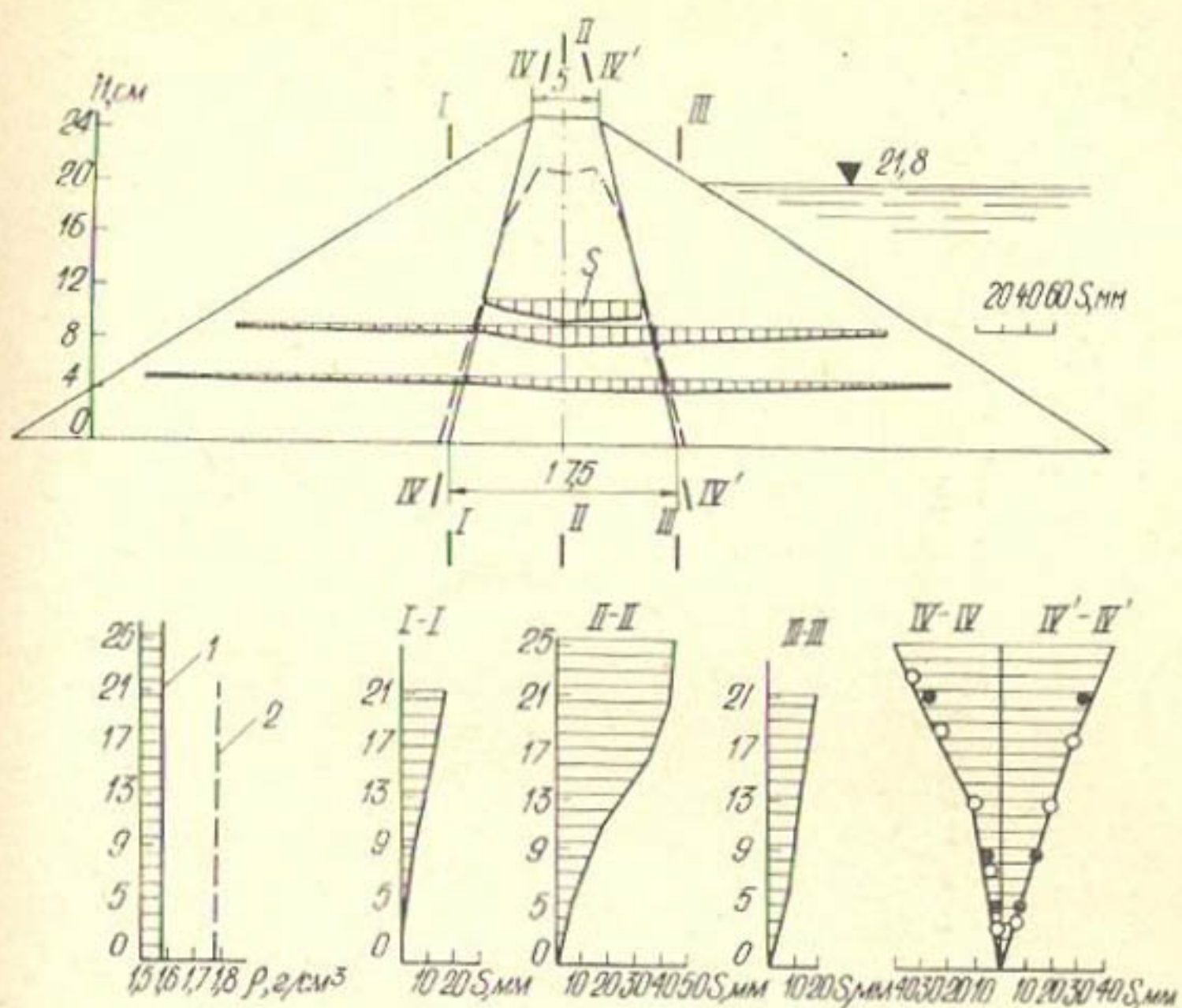


Рис. IV.11. Распределение вертикальных перемещений в поперечном сечении модели плотины с ядром для случая $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$ при наличии воды в верхнем бьефе

1, 2 — кривые плотности до опыта и после опыта

сжимаемостью, чем материал призм, возникает «арочный» эффект — ядро как бы зависает на более жестких призмах. При этом по оси ядра перемещения существенно больше, чем в призмах, а на контакте ядро «тянет» за собой материал призм. Общая картина перемещений хорошо согласуется со многими натурными и расчетными данными при $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$. Несмотря на разницу в величинах перемещений на контакте, явления проскальзывания не наблюдается и можно считать, что условия неразрывности деформаций, необходимые для сохранения целостности этой приконтактной зоны, выполняются.

При наличии воды в верхнем бьефе в этом случае происходят дополнительные перемещения (вследствие «просадки» от замачивания) упорных призм и частично ядра; общая картина перемещений сохраняется, хотя и нарушается ее симметрия (рис. IV.12). Интересно отметить, что при сильно сжимаемом грунте ядра и при боль-

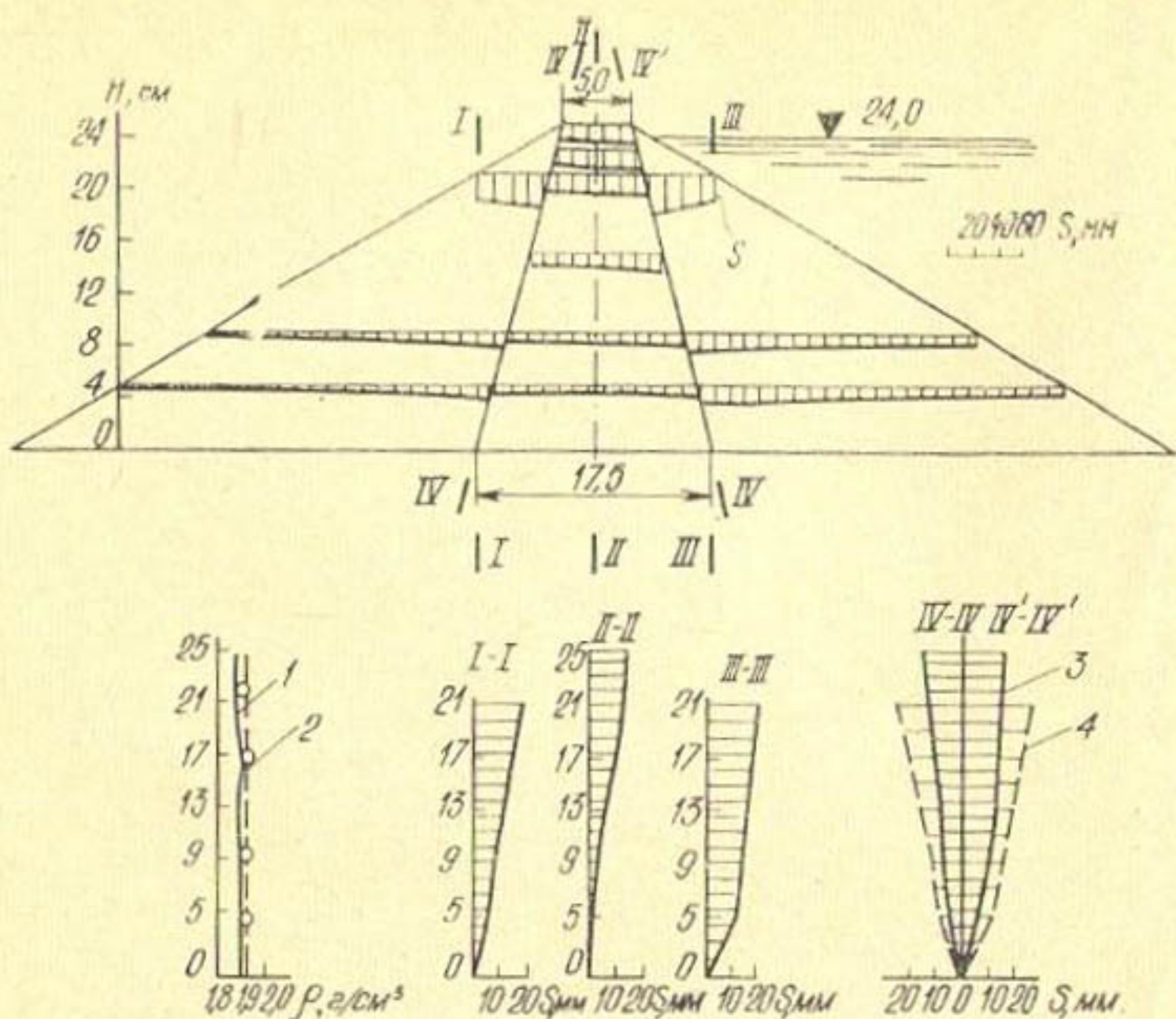


Рис. IV.12. Распределение вертикальных перемещений в поперечном сечении модели плотины с ядром для случая $E_{\text{я}} > E_{\text{пр}}$ при наличии воды в верхнем бьефе

1, 2 — кривые плотности до опыта и после опыта; 3, 4 — осадки ядра и призм

ших соотношениях модулей деформации $E_{\text{я}} \ll E_{\text{пр}}$ эпюра перемещений в самом ядре имеет ярко выраженный криволинейный характер с максимумом в центре и минимумом на контакте с призмами. При этом в отдельных опытах появлялась сетка поперечных несквозных трещин, по-видимому, вследствие больших перекосов грунта (аналогично явлениям перекоса, рассматриваемым И. М. Васильевым).

Когда материал ядра менее деформируемый, чем материал призм (особенно если призмы получают дополнительную просадку от воды), наблюдается картина, обратная описанной. Перемещения материала призм (см. рис. IV.12) больше, чем ядра; эпюра осадок в ядре имеет прямолинейный или даже в некоторых сечениях вогнутый характер с минимумом в центре и максимумом на контакте с призмами. В этом случае на контакте наблюдается разрыв перемещений. Материал призм, имеющий в 1,5 раза большие осадки, практически проскальзывает

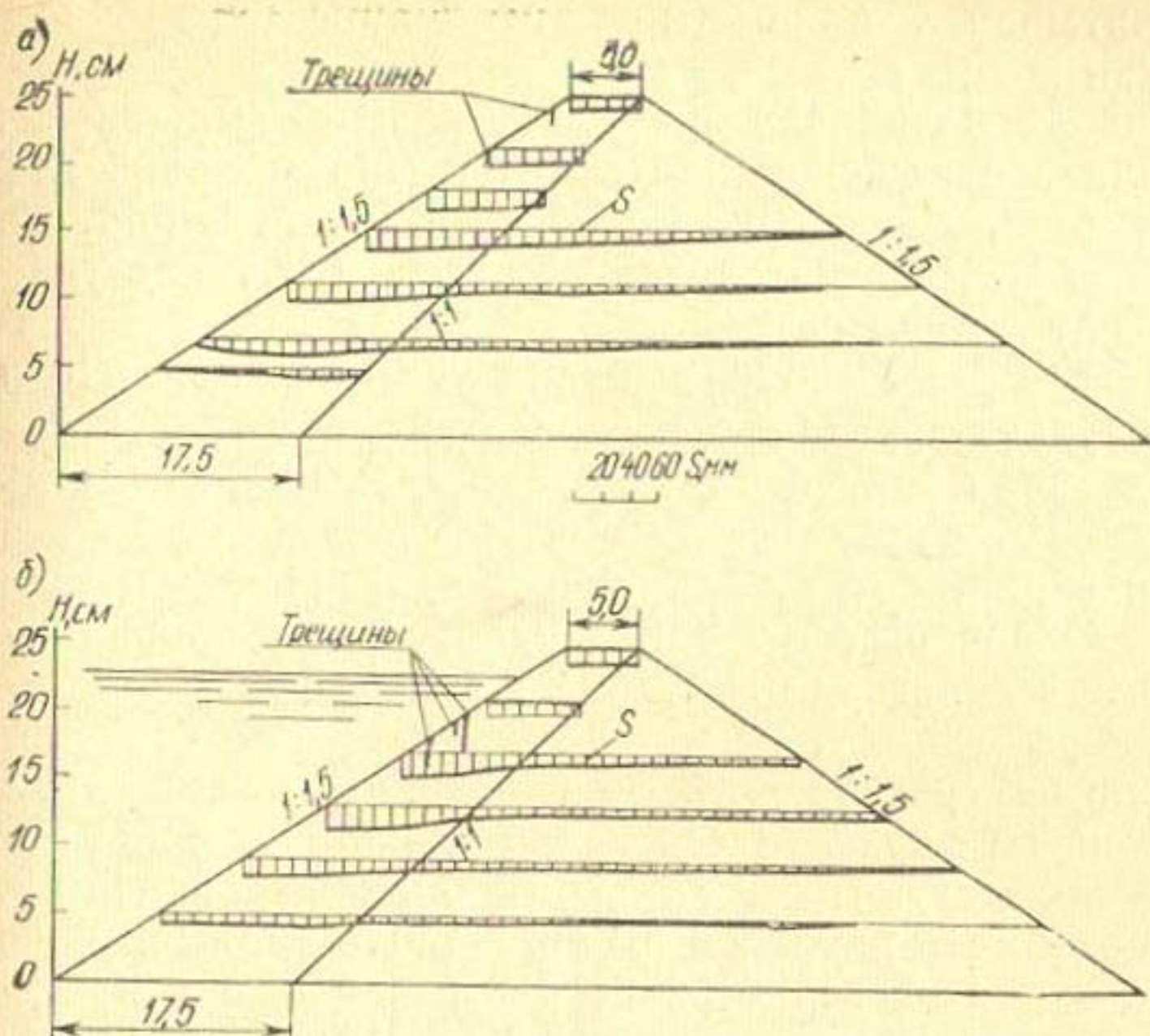


Рис. IV.13. Распределение вертикальных перемещений в поперечном сечении моделей плотин с экраном при отсутствии воды (а) и наличии воды в верхнем бьефе (б) для случая $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$

вдоль контакта с ядром. Перемещению материала ядра за призмами в контактных зонах препятствует малодеформируемый материал нижележащих слоев ядра. Становится очевидным, что такие условия ($E_{\text{я}} > E_{\text{пр}}$) более неблагоприятны в отношении надежности и целостности переходных зон. Кроме того, в этих случаях возникает опасность образования продольных трещин на гребне ядра вследствие эффекта растяжения верхней зоны при больших осадках материалов упорных призм (особенно при сейсмических воздействиях, что подтверждается натурными данными).

Несколько отличная картина деформаций наблюдалась при исследовании поперечного сечения плотины с экраном. Совершенно ясно, что для плотины с экраном наиболее опасен случай, когда могут быть значительные осадки подэкранового материала упорных призм. При этом экран, расположенный на сжимаемой призме, будет испытывать деформации, нарушающие его целостность, вследствие чего и образуются трещины.

Учитывая, что в практике этот вопрос достаточно разработан и при возведении таких плотин к качеству подэкранового материала предъявляются повышенные требования в отношении плотности и минимальной деформируемости, целесообразно рассмотреть случай, когда $E_{я} < E_{пр}$. На первый взгляд кажется, что такие условия более благоприятны для нормальной работы экрана. Проведенными опытами М12 и М14 установлено, что и в этих случаях неравномерные деформации отдельных элементов могут приводить к нежелательным последствиям. На рис. IV.13 представлены эпюры перемещений в плотине с экраном при наличии и отсутствии воды в верхнем бьефе. Оказалось, что при определенных условиях, особенно при действии нагрузки от воды, в результате неравномерных перемещений материала самого экрана по наклонным траекториям, обусловленным конструкцией профиля, на верховой его грани возникают зоны растяжения и образуются трещины, особенно в верхней части, нарушающие монолитность экрана. По-видимому, пригрузка экрана с верховой стороны снизит опасность такого разрушения.

3. ОСНОВНЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В ЯДРАХ И ЭКРАНАХ ПЛОТИН

Проведенными исследованиями подтверждено, что трещины в ядрах и экранах являются закономерным следствием проявления неравномерных деформаций материалов плотин в процессе строительства и эксплуатации. Несмотря на то что вследствие принятых допущений полученные данные отражают качественную сторону процесса деформирования, они позволяют обоснованно судить об основных тенденциях трещинообразования и в большинстве случаев подтверждаются натурными наблюдениями за построенными плотинами.

Наиболее опасные сквозные поперечные трещины на гребне ядер и экранов образуются вследствие неравномерных деформаций материала в каньоне, возникновения зон растяжения вблизи береговых примыканий на участках наибольших растягивающих напряжений и относительных удлинений. Неблагоприятными створами в этом отношении являются каньоны с заложением бортов

$m=1$. При более крутых бортах опасность образования трещин на гребне снижается, хотя и возрастает опасность сдвиговых нарушений по контакту ядра с основанием. При более пологих бортах ($m>1,5-2$) образование сквозных поперечных трещин на гребне ядра менее вероятно.

Учитывая, что трещинообразование происходит в основном в процессе эксплуатации сооружения вследствие проявления ползучих деформаций, при оценке вероятности появления трещин необходимо иметь данные расчета (относительные деформации растяжения на гребне), соответствующие условиям эксплуатации. Результаты экспериментов позволяют с известным приближением использовать для оценки трещинообразования данные расчета при условной схеме мгновенного возведения, скорректированные с учетом соотношения $S_{\text{экс}}/S_{\text{стр}}=0,1-0,2$.

Армирование верхней части грунтового ядра или экрана в области ожидаемых зон растяжения достаточно эффективно в отношении предотвращения или снижения опасности трещинообразования. Весьма эффективна замедленная укладка последних слоев грунта ядра толщиной несколько более прогнозируемой глубины трещин для данного створа в отношении снижения неравномерных деформаций.

Неравномерные деформации отдельных элементов вследствие различной сжимаемости их материалов обуславливают сложную схему распределения перемещений в приконтактной зоне, где располагаются обратные фильтры. Причем, если деформируемость материалов упорных призм больше, чем грунта ядра ($E_{\text{я}} > E_{\text{пр}}$); опасность нарушения контакта вследствие «проскальзывания» материалов сопряженных элементов весьма значительна. Можно полагать, что и при наличии под материалом упорной призмы мощной толщи сильно сжимаемых отложений (под ядром обычно производится выборка до скалы) значительные осадки основания приводят к аналогичному явлению. При наполнении водохранилища и происходящих при этом значительных просадках материала упорной призмы также весьма вероятно нарушение верховой переходной зоны.

Более благоприятные условия, когда $E_{\text{я}} < E_{\text{пр}}$, могут оказаться опасными в отношении появления отдельных поперечных трещин в ядре при перекосе слоев грунта

ядра ввиду экстремального характера кривой осадок, обусловленного зависанием ядра на более жестких упорных призмах.

И в том и другом случае можно предполагать возможность появления зон предельного состояния во внутренних областях ядра или на контакте с переходными слоями, предшествующих образованию трещин.

В плотинах с экраном, кроме безусловной опасности появления трещин вследствие больших осадок материала упорной призмы под экраном, следует учитывать возможность неравномерных перемещений самого экрана по наклонным траекториям, обусловленным особенностями конструкции профиля. Эти перемещения вызывают появление зон растяжения на верховой грани экрана, особенно при наполнении водохранилища, и образование опасных поперечных трещин, нарушающих противофильтрационную целостность экрана и способствующих возникновению поверхностей скольжения, являясь своего рода трещинами закола.

В заключение следует отметить, что экспериментальный метод центробежного моделирования является весьма удобным и перспективным методом решения задач о деформированном состоянии земляных сооружений и, в частности, плотин из местных материалов. Этот метод позволяет сделать не только качественную оценку поведения сооружения в период строительства и эксплуатации, но и получить ряд весьма важных данных (в том числе и количественных параметров), необходимых для оценки трещинообразования в глинистых ядрах и экранах плотин.

Глава V

ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ РАСТЯЖЕНИИ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ О ХАРАКТЕРЕ РАЗРУШЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Наличие зон предельного состояния растяжения и сдвига в глинистых ядрах и экранах каменно-земляных плотин, подтверждаемое анализом данных натурных наблюдений, результатами расчетов и опытов, обуславливает необходимость определения прочностных и деформативных свойств грунтов в подобных условиях. При этом, с одной стороны, надо установить характер разрушения материала и, с другой, найти предельные для данного грунта прочностные и деформативные параметры (сцепление на разрыв, относительные удлинения и т. п.).

Одной из наиболее важных задач исследований материалов, в частности глинистых грунтов, является определение условий, вызывающих пластическую деформацию и разрушение. Как известно, существует два типа разрушения таких материалов: путем сдвига и путем отрыва.

Как показывают предварительные опыты с глинистыми грунтами, в определенных условиях и при определенных характеристиках они могут вести себя и как «хрупкие», когда разрушение происходит без предварительной пластической деформации, и как «нехрупкие», когда разрыву предшествует значительная пластическая деформация либо происходит скольжение по наклонным плоскостям без видимого отрыва. Разрушение по поверхности, перпендикулярной направлению растяжения, называется разрушением путем отрыва, или хрупким разрушением; разрушение по наклонным площадкам — разрушением путем сдвига. Это классификация, конечно, условная, так как испытания при сложном напряженном состоянии

показывают, что все материалы при определенных условиях нагружения могут вести себя и как хрупкие, и как пластичные. Поэтому правильно говорить не о хрупком или пластичном материале, а о хрупком или пластическом его состоянии.

Основной задачей является нахождение предельных значений напряжений и допустимых деформаций, предшествующих тому или иному типу разрушения. Экспериментальными исследованиями предусматривается изучение как разрушения путем отрыва (растяжение, раскалывание), что вызвано необходимостью прогнозирования поверхностных поперечных и продольных трещин в гребневой зоне ядер и экранов каменно-земляных плотин, где обжимающие давления весьма малы и условия близки к условиям чистого растяжения, так и разрушения путем скольжения или сдвига, что требуется знать для оценки прочности материала в зонах, удаленных от гребня, где при значительных напряжениях могут возникать области предельного состояния, предшествующие разрушению.

Основными прочностными параметрами, характеризующими состояние глинистого грунта при сдвиге, являются его угол внутреннего трения и сцепление c_c . В последние годы появилось много других предложений по оценке прочностных параметров [6, 10] в условиях сложного напряженного состояния. В литературе имеется весьма много данных экспериментальных исследований, позволяющих определять для широкого диапазона глинистых грунтов условия существования предельного состояния применительно к разрушению путем сдвига. Для грунтов нарушенной структуры существуют достаточно надежные зависимости $\varphi = f(\rho_{ск}, W)$, $c_c = f(\rho_{ск}, W)$, позволяющие, в частности, с успехом применять условие Мора для нахождения предельного состояния.

Значительно меньше данных о прочностных и деформативных параметрах глинистых грунтов при растяжении. Однако, как уже указывалось, именно такая схема разрушения нас более всего интересует, поскольку она соответствует наиболее опасным и часто встречающимся случаям образования сквозных поперечных поверхностных трещин на гребне ядер и экранов плотин.

В данной главе основное внимание уделяется оценке прочностных и деформативных параметров глинистых грунтов при растяжении в зависимости от различных

факторов: числа пластичности грунта, плотности и влажности, процентного содержания включений, времени испытаний, условий нагружения образцов и т. п.

Прочность глинистых грунтов при растяжении обуславливается в основном сцеплением между частицами. Природа сцепления глинистых грунтов изучалась многими исследователями [14, 15, 16]. К настоящему времени по этому вопросу имеется несколько теорий, каждая из которых имеет свои достоинства и недостатки. С чисто инженерной точки зрения, сцепление на разрыв в глинистых грунтах зависит в первую очередь от минералогического состава самих глинистых частиц, входящих в состав грунта (каолинит, монтмориллонит, иллит и др.), процентного содержания их по массе в грунте, общего зернового состава грунта, удельного веса частиц, плотности, влажности, содержания крупнозернистых включений, а также от методики и техники определения соответствующих величин, в частности скорости нагружения, степени стабилизации деформаций и др.

Известно [14, 61], что свойства самих глинистых частиц и их содержание в общем составе исследуемого грунта определяют его пластические свойства. Принятая классификация по числам пластичности, в которой $W_p = W_t - W_r$, где W_t — предел текучести, %; W_r — предел раскатывания, %, предназначена для разделения глинистых грунтов на соответствующие категории по пластичности (супеси, суглинки, глины).

Существуют и другие влажностные критерии, такие, как максимальная молекулярная влагоемкость, гигроскопическая влажность и ряд других, являющихся либо различными комбинациями указанных (индекс пластичности, показатель консистенции и т. п.), либо определяемых условиями опыта или практики (предел усадки, оптимальная влажность и т. п.).

Поведение глинистого грунта, его физико-механические и фильтрационные свойства в той или иной степени являются функциями указанных параметров. Однако при различных влажностях и плотностях поведение различных грунтов неодинаково, что затрудняет выявление общих закономерностей, обуславливает очень большое количество опытов для получения результатов и, в частности, по определению зависимости $c_p = f(W_t, P_k, \rho_{ск}, W)$. Можно предполагать, что свойства глинистых грунтов и их поведение (переход из пластического состояния

в хрупкое, сцепление, коэффициент фильтрации и т. п.) идентичны или подобны при определенных для каждого грунта плотностях и влажностях.

Прежде чем перейти к подтверждению такого предположения, интересно отметить (на что указывалось и ранее некоторыми авторами, например М. Н. Гольдштейном [10]) аналогию, которая наблюдается между характером изменения свойств металлов в зависимости от температуры и глинистых грунтов в зависимости от влажности. Эта аналогия очевидна. Действительно, металлы при низких температурах, как и грунты при низких влажностях, хладноломки или хрупки; с повышением температуры повышается возможность пластических деформаций металлов (то же наблюдается и в глинистых грунтах с увеличением влажности, когда уменьшаются его прочностные параметры, увеличиваются относительные деформации и т. п.).

Температуры, при которых в металлах происходят идентичные преобразования, различны и зависят, в частности, от температуры плавления каждого металла. На рис. V.1 приведена диаграмма Людвики для металлов [59]. Различными экспериментами доказано, что разные металлы ведут себя идентично при так называемых сходственных, или гомологических, температурах, равных для каждого металла:

$$t_h = h \cdot t_{пл}, \quad (V.1)$$

где t_h — гомологическая температура;

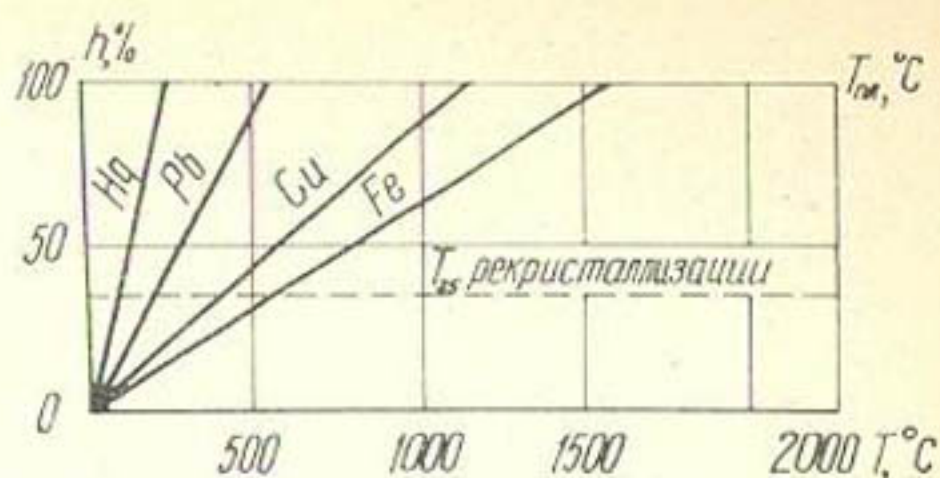
h — гомологический коэффициент, %;

$t_{пл}$ — температура плавления, град.

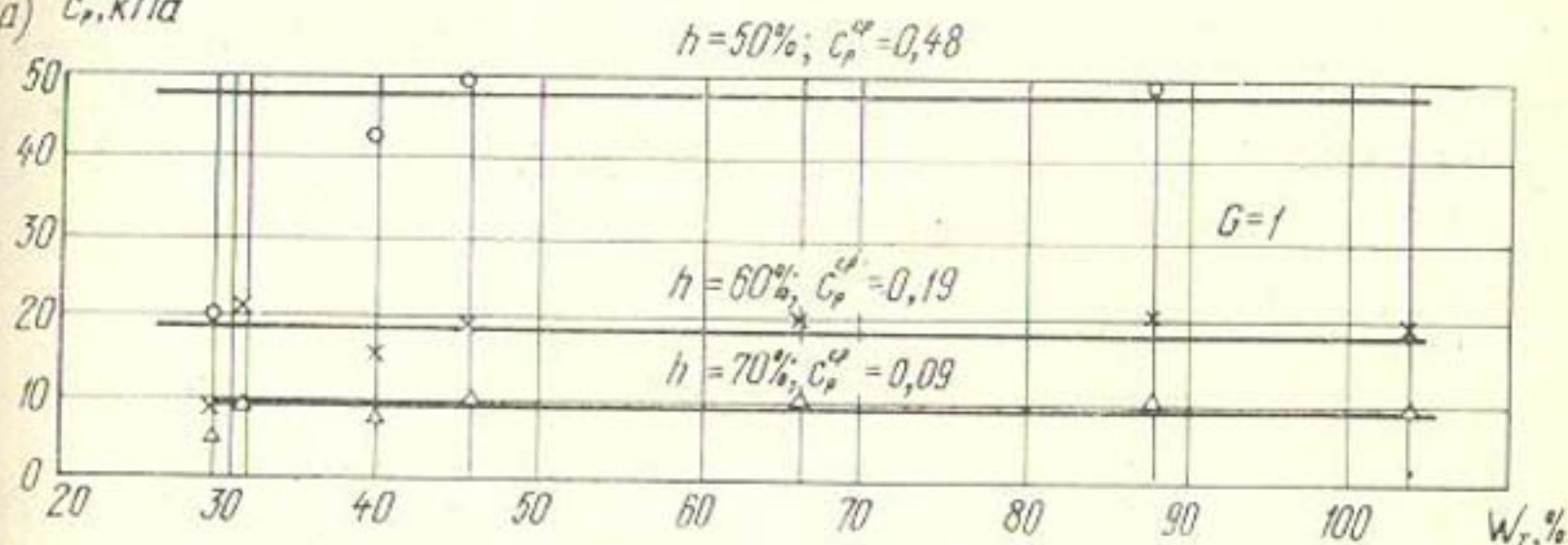
А. А. Бочваром [59] показано, например, что температура рекристаллизации металлов t_p равна 35% $t_{пл}$ и многие свойства металлов идентичны при гомологических температурах.

По аналогии для глинистых грунтов можно считать, что влажность на границе текучести W_T является исходной для построения подобной схемы, учитывая надежность стандарта ее определения. Если по оси абсцисс отложить величину W_T , а по оси ординат — отношение $h = \frac{W}{W_T}$, названное нами гомологическим коэффициентом влажности, то получим диаграмму гомологических (сходственных) влажностей, по которой для всех грунтов с одинаковым минералогическим составом можно определить идентичные значения $\rho_{ск}$ при одинаковом коэффи-

Рис. V.1. Диаграмма гомологических (сходственных) температур для различных металлов



а) $c_p, \text{кПа}$



б) $c_c, \text{кПа}$

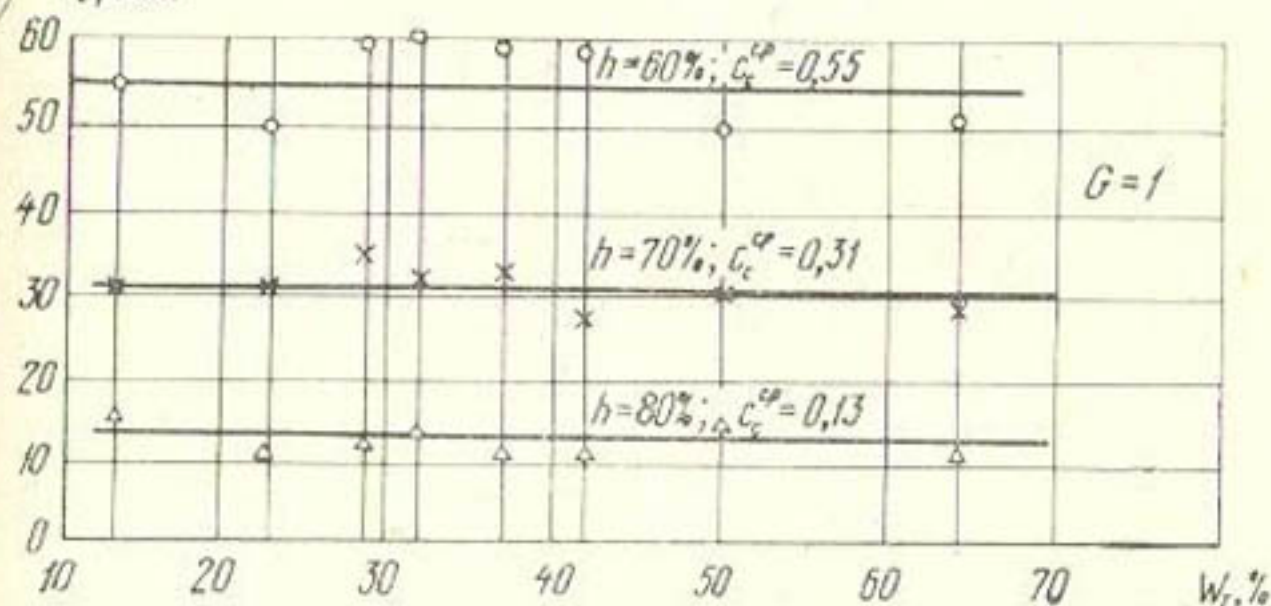


Рис. V.2. Сцепление при разрыве (а) и сдвиге (б) при $G=1$ для сходственных влажностей

циенте водонасыщения G и h . Принимая, что при одинаковых значениях h , G и соответствующих $\rho_{ск}$ некоторые прочностные свойства глинистых грунтов одинаковы, можно определить общие закономерности изменения этих свойств. Это и составляет суть предлагаемой гипотезы.

Отметим, что с определенным приближением даже обычно используемые пределы влажности (граница раскатывания W_p , максимальная молекулярная влагоемкость W_m) для грунтов с одинаковым минералогическим составом имеют постоянные значения гомологического коэффициента h .

В. Д. Цыплаков в 30-х годах предлагал способ оценки прочности глинистых грунтов при растяжении [9] на основе результатов определения W_t , W_p , что подтверждает существование общей зависимости между влажностными критериями и прочностными свойствами. На рис. V.2 приведены результаты обработки данных опытов В. Д. Цыплакова и В. М. Жуковой по определению сцепления при разрыве и сдвиге c_p , c_c при постоянных значениях $h=0,5-0,8$, которые дают возможность судить о правомерности и перспективности применения предлагаемой гипотезы, позволяющей строить приемлемую схему планирования экспериментов по определению сцепления на разрыв и обобщения полученных результатов для всех грунтов.

2. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СВОЙСТВ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ РАСТЯЖЕНИИ

Испытаниями глинистых грунтов на растяжение предусматривалось определить: 1) характер разрушения грунта в соответствующих условиях; 2) зависимость между относительными деформациями и растягивающими напряжениями; 3) значения модулей деформации при растяжении E_p , максимальных разрывающих усилий (сцепление на разрыв c_p) и предельных относительных деформаций удлинения; 4) характеристики оптимального состояния грунта с точки зрения недопущения трещинообразования.

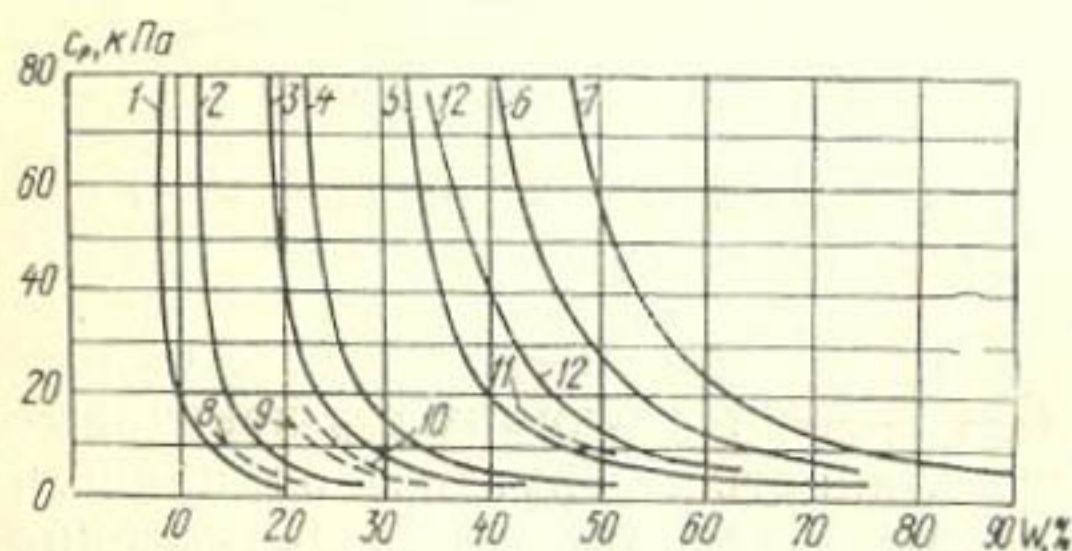


Рис. V.3. Зависимости сцепления на разрыв от влажности для глинистых грунтов при $G=1$

Получение таких данных, особенно для грунтов различного типа и состава, в том числе глинистых с крупнозернистыми включениями, связано со значительными трудностями, и большинству исследователей к настоящему времени удалось получить лишь некоторые частные результаты, недостаточные для построения общих закономерностей. Тем не менее выявленные особенности в

поведении грунтов при растяжении представляют значительный интерес.

На рис. V.3 и в табл. V.1 приведены некоторые ре-

ТАБЛИЦА V.1

№ п. п.	Грунт	$\gamma_{уд}$, г/см ³	W_T , %	W_P , %	W_{II} , %	Исследователь
1	Подмосковный су-	{ 2,69	22	13	9	В. Д. Цыпла- ков
2	глинок То же		30	18	12	
3	Подмосковная гли-	{ 2,69	40	21	19	
4	на То же		46	23	23	
5	»		66	31	35	
6	»		88	45	43	
7	»	{ 2,67	104	53	51	
8	Девонская гли-	2,70	23	14	9	М. Г. Румян- цева
9	на Боровичский су-	2,72	29	18	11	
10	глинок					
11	Оротокойский су-	2,73	32	18	14	В. С. Истомина
12	Новомосковский суглинок	2,85	66	47	19	
	Ставропольская глина	2,72	71	26	45	

зультаты определения зависимости сцепления на разрыв от влажности W для ряда грунтов при коэффициенте водонасыщения $G=1$ по данным В. Д. Цыплакова [9], М. Г. Румянцевой и В. С. Истоминой [20]. М. Долежаловой [18] для трех разновидностей глинистого грунта (см. табл. V.2) по результатам испытаний на прямое растяжение получены зависимости сцепления на разрыв от физического состояния грунтов при различных G .

Для грунтов № 1—8 опыты выполнялись путем растяжения восьмерок из грунта под водой, а для грунтов № 9—12 — путем растяжения цилиндрических образцов.

Опытами установлено, что максимальное относительное удлинение увеличивается с повышением влажности при постоянном коэффициенте водонасыщения, а сцепление на разрыв c_p уменьшается. Для различных грунтов c_p изменилось от 5 до 70 кПа.

В последние годы при испытаниях на растяжение ста-

ли применять метод изгиба грунтовых балок [18, 68]. Этот метод позволяет на центральном участке, нагружаемом по схеме чистого изгиба грунтовой балки, получить условия, идентичные условиям чистого растяжения, и, используя закономерности сопротивления материалов, определить растягивающие напряжения и относительные деформации, а также установить зависимость $\epsilon = f(\sigma)$ при растяжении.

Впервые этот метод для глинистых грунтов был применен Леонардсом и Нарайном [68]. Авторами были проведены исследования зависимости предельной величины относительных деформаций растяжения от влажности и плотности грунта, интенсивности уплотняющих нагрузок, скорости нагружения для шести разновидностей глинистых грунтов, в том числе использованных при строительстве плотин, в которых впоследствии наблюдались трещины. Число пластичности испытываемых грунтов изменялось до $W_{\text{п}} = 45\%$.

Аналогичные опыты М. Долежаловой [18], проведенные при скорости нагружения 200 г/ч с лангарским суглинком, подтвердили основные тенденции изменения ϵ_r в зависимости от плотности и влажности.

Я. Л. Коганом и др. [21] проводились исследования по определению предельной деформации растяжения глинистых грунтов путем испытания на одноосное растяжение образцов-восьмерок и методом поперечного сосредоточенного изгиба балочек из глинистого грунта.

Опытами установлено, что зависимость деформации растяжения от нагрузки имеет криволинейный характер с площадкой текучести на участке, предшествующем разрушению; сцепление на разрыв уменьшается с увеличением влажности; кривые зависимостей предельной деформации удлинения от влажности имеют экстремальный характер с максимумом при влажности, близкой к оптимальной для данного грунта $W \approx W_{\text{опт}}$. Отмечалось также, что величина предельных относительных деформаций растяжения ϵ_r по данным «балочных» испытаний, примерно в 3 раза превышает значения ϵ_r , полученные из опытов на одноосное растяжение.

По нашему мнению, применяемая в данном случае методика изгиба грунтовых балок сосредоточенной силой недостаточно обоснованна, поскольку она не обеспечивает однородности условий в отношении растягивающих напряжений.

В заключение следует отметить, что условия проведения испытаний и диапазон исследованных грунтов не позволяют сформулировать общих, справедливых для всех грунтов закономерностей изменения прочностных и деформативных параметров от многообразия влияющих факторов. Основные тенденции изменения этих параметров очевидны, и имеющиеся результаты можно рассматривать как исходные для проведения более детальных исследований.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРА РАЗРУШЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ МАЛЫХ ОБЖИМАЮЩИХ ДАВЛЕНИЯХ

Предварительные опыты показали, что характер разрушения глинистых грунтов при растяжении близок к хрупкому с весьма малыми относительными деформациями, предшествующими разрыву.

Если грунт находится в условиях небольших обжимающих нагрузок (например, в гребневой зоне ядра), характер его разрушения можно установить по недавно предложенной методике сдвиговых испытаний с определением параметра хрупкости [52, 71]. Это позволит выяснить возможность применения для оценки трещинообразования в глинистом грунте закономерностей механики хрупкого разрушения [38].

Следует отметить, что оценка возможности трещинообразования в глинистом грунте по результатам сдвиговых или трехосных испытаний наиболее достоверна, если при этом связывать полученные данные с возможностью разрушения грунта по типу сдвига или скольжения (условие Мора—Ренкина). В то же время Биарез и Лонде [71] предлагают по результатам сдвиговых испытаний при небольших обжимающих нагрузках оценивать вообще хрупкость грунтов в зависимости от исходных значений плотности, влажности, пластичности ($\rho_{ск}$, W , W_p) и т. д.

Методика такой оценки основана на анализе диаграммы сдвига $\tau = f\left(\frac{\Delta l}{l}\right)$ (рис. V.4), полученной при испытаниях. Необходимо отметить, что поскольку особый интерес при этом представляет характер изменения (роста или снижения) сдвигающих напряжений τ в процессе опыта, эксперимент должен проводиться по схеме

«постоянной скорости деформации», а не по схеме «контролируемых напряжений». К приборам такого типа относится, в частности, сдвиговой прибор системы А. А. Ничипоровича [33], на котором и были проведены основные опыты по данной методике.

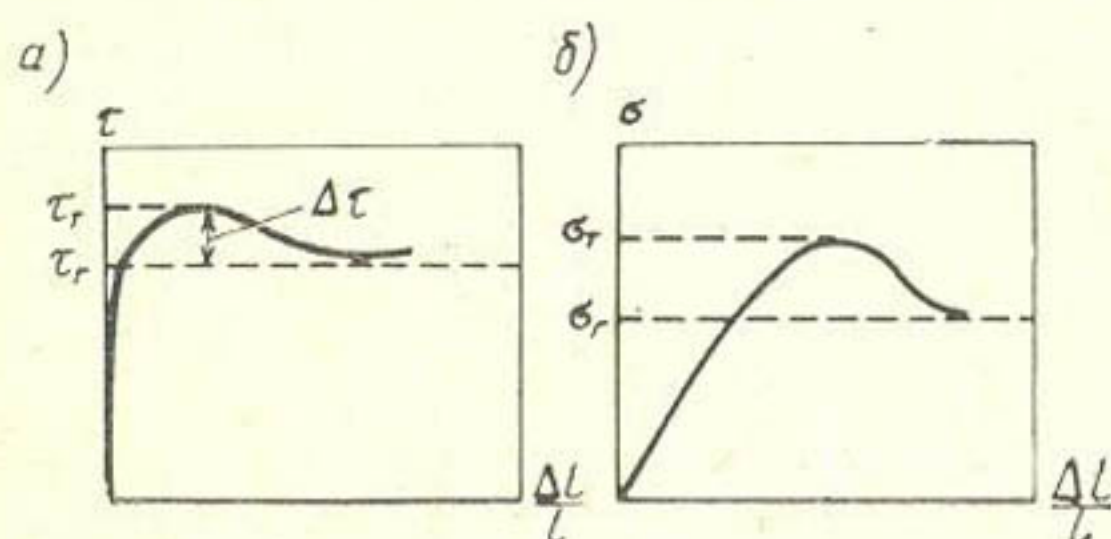


Рис. V.4. Диаграмма сдвига при испытаниях на сдвиговом (а) и трехосном (б) приборах

При испытаниях на сдвиг грунта при определенных значениях влажности, плотности, числа пластичности (W , $\rho_{ск}$, W_p), предварительного уплотнения ($\sigma_{пр}$) и при некоторых нормальных давлениях (σ_n) в процессе опыта сначала наблюдается увеличение сдвигающих напряжений τ с ростом относительных деформаций $\frac{\Delta l}{l}$ до определенной величины, а затем либо стабилизация $\tau_{макс} = \text{const}$, либо некоторое уменьшение до остаточной величины $\tau_{ост}$, при которой происходит дальнейшее разрушение (срез) образца грунта.

Анализ отношения $f = \frac{\tau_{макс}}{\tau_{ост}}$, называемого условно «параметром хрупкости», позволяет приблизительно оценить характер разрушения грунта в зависимости от исходных параметров, принимая в качестве критерия условия:

- 1) при $f = 1$ — разрушение пластическое;
- 2) при $f > 1$ — разрушение хрупкое.

Поскольку изменение формы тела вызывает деформации непрерывные и прерывистые, предполагается во втором случае образование особых поверхностей разрыва или скольжения. Образование таких поверхностей может быть обусловлено уменьшением механического сопротивления при достижении определенной величины деформации ($\tau_{ост} < \tau_{макс}$), вызывающей разрушение материала,

исчезновение общей связности и, наконец, появление трещин.

На рис. V.5 представлены некоторые результаты методических опытов по определению зависимости $f = \psi(\sigma_n, W, \sigma_{пр})$. Анализ этих графиков позволяет высказать следующую гипотезу, основанную на оценке параметра хрупкости f : глинистый грунт склонен к трещинообразованию тем больше, чем больше величина параметра хрупкости (во всяком случае при $f > 1$) и соответственно чем пластичнее грунт (чем больше W_p), чем выше плотность грунта $\rho_{ск}$, чем ниже влажность W и чем больше предварительное уплотнение $\sigma_{пр}$, т. е.:

$$f = \psi \left(\frac{\rho_{ск}, \sigma_{пр}, W_p}{W} \right), \quad (V.2)$$

Для выяснения пределов и степени влияния исходных характеристик грунтов на величину параметра хрупкости f были проанализированы результаты экспериментальных исследований с глинистыми грунтами на приборе А. А. Ничипоровича во ВНИИ ВОДГЕО¹. Исследовалась кучинская глина при влажностях $W = 0-42\%$ и изобильненский суглинок, имеющий $W_T = 43,7\%$ $W_p = 26,7\%$ при влажностях $W = 5-24\%$.

Представленные на рис. V.6 некоторые результаты

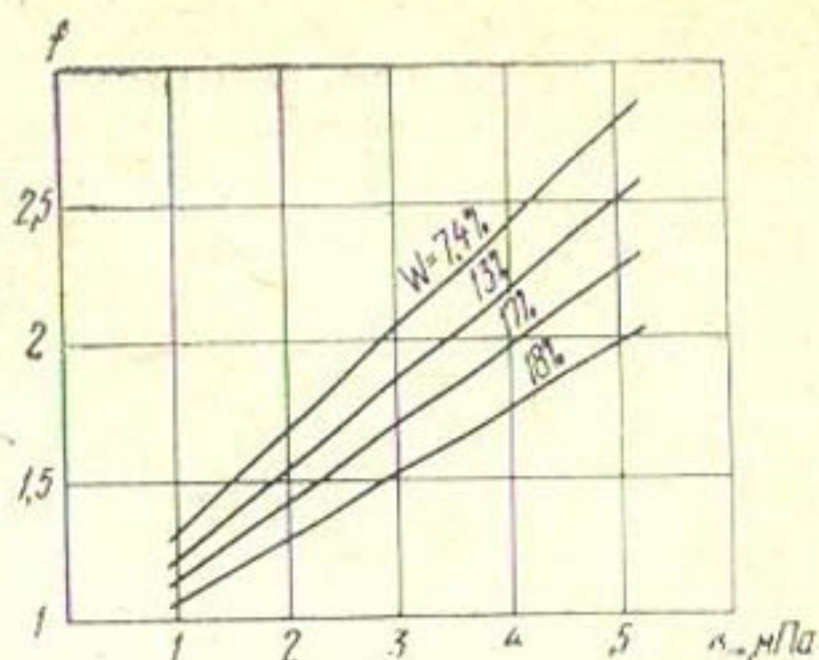


Рис. V.5. Зависимость параметра хрупкости f от влажности W и предварительного уплотнения $\sigma_{пр}$

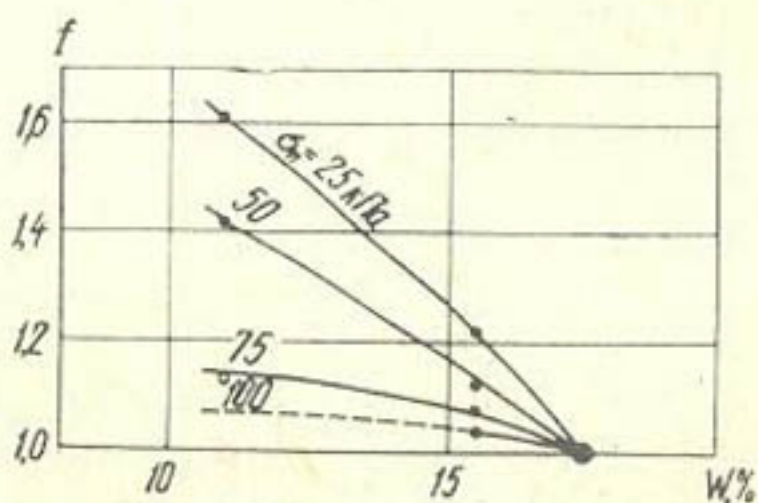


Рис. V.6. Зависимость параметра хрупкости f от влажности и нормального давления при сдвиге при $\rho_{ск} = 1,65 \text{ г/см}^3$

¹ В указанных исследованиях принимала участие ст. инж. И. Н. Шевченко.

этих исследований, а также данные других авторов [71] позволяют отметить следующее.

Для большинства глинистых грунтов при плотностях и влажностях, близких к оптимальным (при которых грунт укладывается в ядро или экран плотины), при нормальных обжимающих давлениях, меньших некоторой величины ($\sigma_n < 0,1—0,4$ МПа), т. е. для гребневой зоны, значение параметра хрупкости больше единицы; следовательно, грунт в этих зонах склонен разрушаться хрупко с возможным образованием открытых трещин. Этот важный вывод свидетельствует о перспективности применения закономерностей механики хрупкого разрушения для оценки трещинообразования в глинистых грунтах ядра в верхних зонах. Можно также отметить, что с увеличением предварительного уплотняющего давления хрупкость материала возрастает; следовательно, переуплотнение верхних слоев грунта нежелательно.

Указанную методику, по нашему мнению, в дальнейшем необходимо совершенствовать с целью получения не только качественных, но и количественных характеристик, пригодных для определения параметров трещинообразования, например вязкости разрушения [38] и т. п.

4. ИСПЫТАНИЯ НА ОДНООСНОЕ РАСТЯЖЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Существует несколько способов испытания глинистых грунтов на растяжение. Основными отличиями их являются: схемы приложения нагрузки к образцу (в вертикальном или горизонтальном направлении), способы закрепления образца в опорах (приклеивание, зажим и т. п.), форма образцов (цилиндрические, призматические, в виде восьмерок) и т. п.

Применение этих способов позволяет определить необходимые параметры грунта при растяжении (модуль деформации, сцепление на разрыв, относительные деформации удлинения) при наличии специальной измерительной техники.

Рассмотрим методику и результаты исследований в приборе прямого растяжения, в котором призматический образец грунта, удерживаемый на концевых участках с помощью металлических цапф за счет сил трения, растягивался при вертикальном приложении нагрузки на специальном устройстве (рис. V.7) [18]:

Преимуществом указанного способа является то, что образец грунта можно готовить в специальной пресс-форме, обеспечивающей достаточную однородность его, заданную плотность и влажность. Для этого грунт послойно укладывают в форму и подвергают соответствующему обжатию на винтовом прессе, контролируя величину обжимающих нагрузок (обычно не превышающих 0,6—0,8 МПа). Приготовленный образец взвешивают для контроля плотности и помещают в испытательное устройство. При проведении длительных опытов образец во избежание усыхания покрывают тонким слоем смеси парафина и вазелинового масла, влияние которого на результаты испытаний, по данным [18], считается незначительным.

Следует отметить, что указанная методика обеспечивает достаточно однородное напряженное состояние на участке растяжения, где почти во всех случаях наблюдался разрыв и измерялись относительные деформации удлинения.

Сцепление на разрыв определялось по формуле

$$c_p = \frac{P_{\text{макс}}}{F_{\text{действ}}}, \quad (\text{V.3})$$

где $P_{\text{макс}}$ — максимальная величина растягивающего усилия, предшествующего разрыву;

$F_{\text{действ}}$ — действительная площадь в месте разрыва, определяемая после опыта.

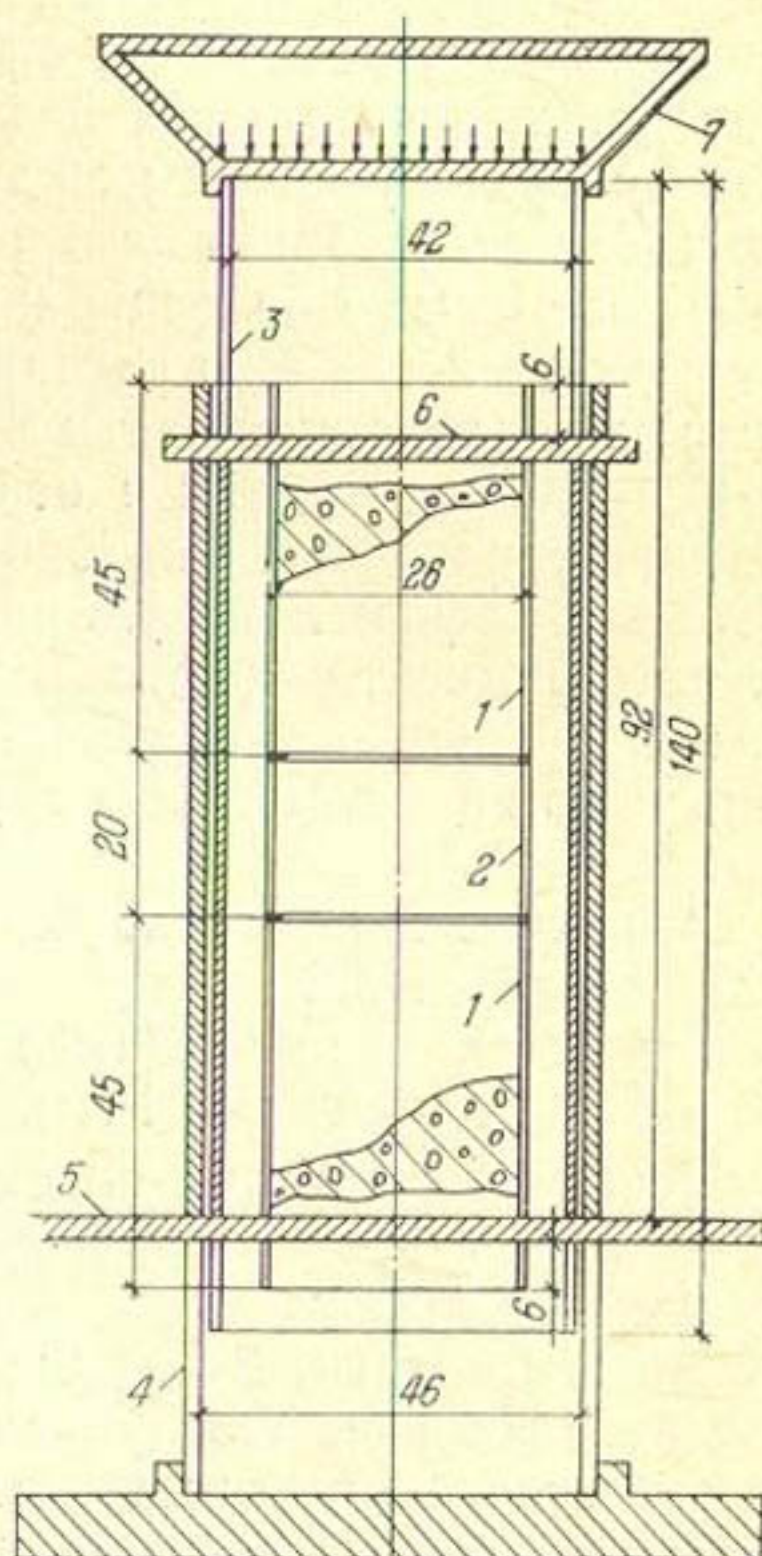


Рис. V.7. Схема прибора одноосного растяжения

1 — латунные цапфы; 2 — образец грунта; 3 — внутренний стакан; 4 — внешний стакан; 5, 6 — шпильки для крепления образца; 7 — нагрузочный бункер

Относительные деформации измеряли с помощью катетометра на базе 20 мм с точностью 0,006 мм. Опыты показали, что разрушение глинистого грунта в большом диапазоне плотностей и влажностей ($\rho_{ск}$, W) происходит при весьма незначительных предварительных деформациях. Поэтому не во всех случаях удается определить значения относительных деформаций ε , а также получить диаграмму связи между напряжениями и относительными деформациями $\sigma = f(\varepsilon)$.

Испытуемый образец размером $9,2 \times 2,6 \times 2,6$ см имеет участок свободного растяжения (не защищенный цапфами) в центральной части длиной 20 мм.

При исследованиях в основном требовалось выявить влияние следующих факторов на величину сцепления на разрыв и деформации удлинения: плотности, влажности W , коэффициента водонасыщения G , характера грунта (т. е. для грунтов с различным W_{II}), скорости нагружения, наличия в глинистом грунте крупнозернистых включений.

Основные характеристики исследуемых грунтов приведены в табл. V.2.

В опытах использовался материал, просеянный через сито с отверстиями 1 мм.

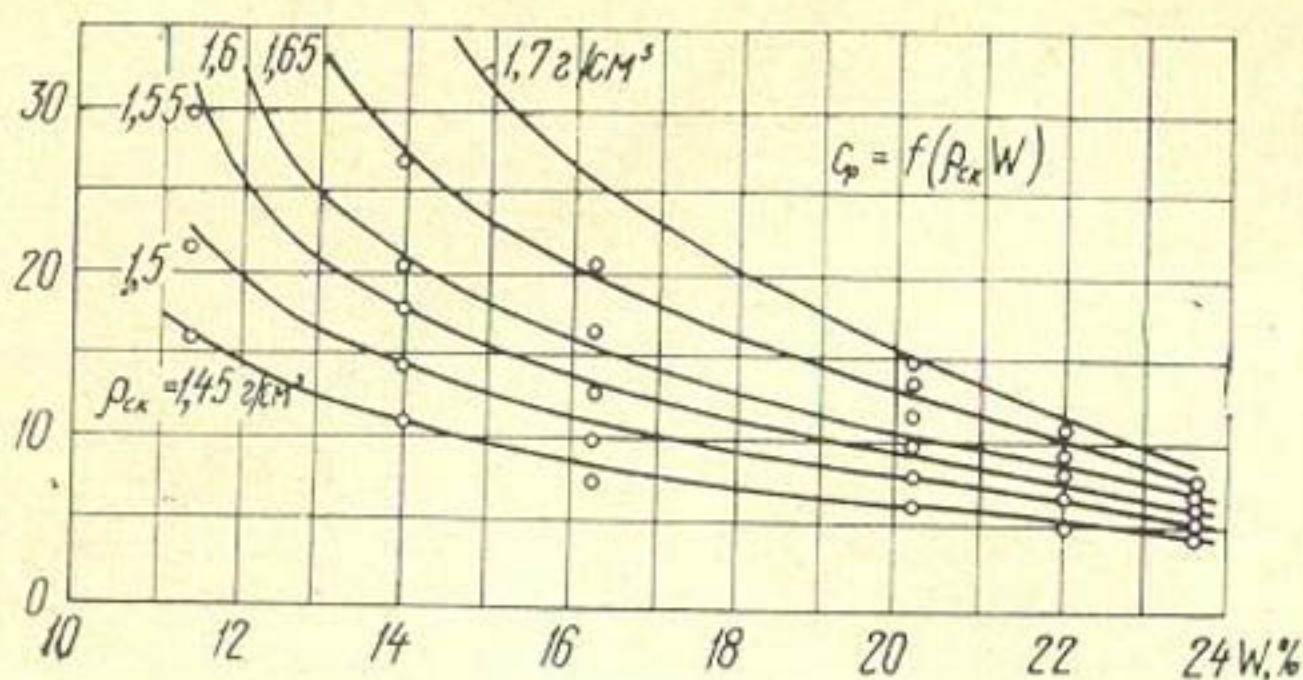
Испытания грунтов со столь различными исходными параметрами позволили в дальнейшем обобщить полученные результаты с учетом представлений о гомологической влажности. Всего было проведено около 150 испытаний. На рис. V.8 приведены некоторые результаты этих опытов, из которых отчетливо видно влияние влажности и плотности на сцепление на разрыв. Можно также отметить, что с увеличением плотности и уменьшением влажности сцепление возрастает, причем для всех грунтов при высоких влажностях влияние плотности на c_p менее существенно, чем при низких. Зависимость $c_p = f(\rho_{ск})$ при $W = \text{const}$ имеет криволинейный характер. Обработка результатов опытов позволила совместить на одном графике линии равных сцеплений на разрыв с линиями равных коэффициентов водонасыщения (рис. V.9). Этот график позволяет во всех направлениях проследить за изменением c_p , а также для любых заданных исходных характеристик грунта определить значение $c_p = f(\rho_{ск}, W)$.

Обработка результатов исследований для испытанных грунтов, а также данных В. Д. Цыплакова с точки зрения

ТАБЛИЦА V.2

Грунт	$\gamma_{уд},$ г/см ³	$W_T, \%$	$W_P, \%$	$\rho_{ск},$ г/см ³	$W, \%$	G
Лангарский суглинок	2,75	27,1	9,6	1,8—1,88	12—18	1
Сарсангский »	2,75	32,8	11	1,55—1,78	18—26	1
Кучинская глина	2,72	45	22	1,27—1,51	27—35	0,8—1
Суглинок месторождения Аксак-						
Ата	2,75	39,5	13,7	1,45—1,62	18,6—32	0,6—10
Сафедобский суглинок	2,75	20,6	7	1,58—1,77	15	0,55—0,75
Гиссаракский »	2,75	30	9,7	1,4—1,7	10—24	0,4—1
Колымский »	2,75	24,8	6,8	1,55—1,83	14,3—19,2	0,55—1

a) $c_p, \text{кПа}$



б) $c_p, \text{кПа}$

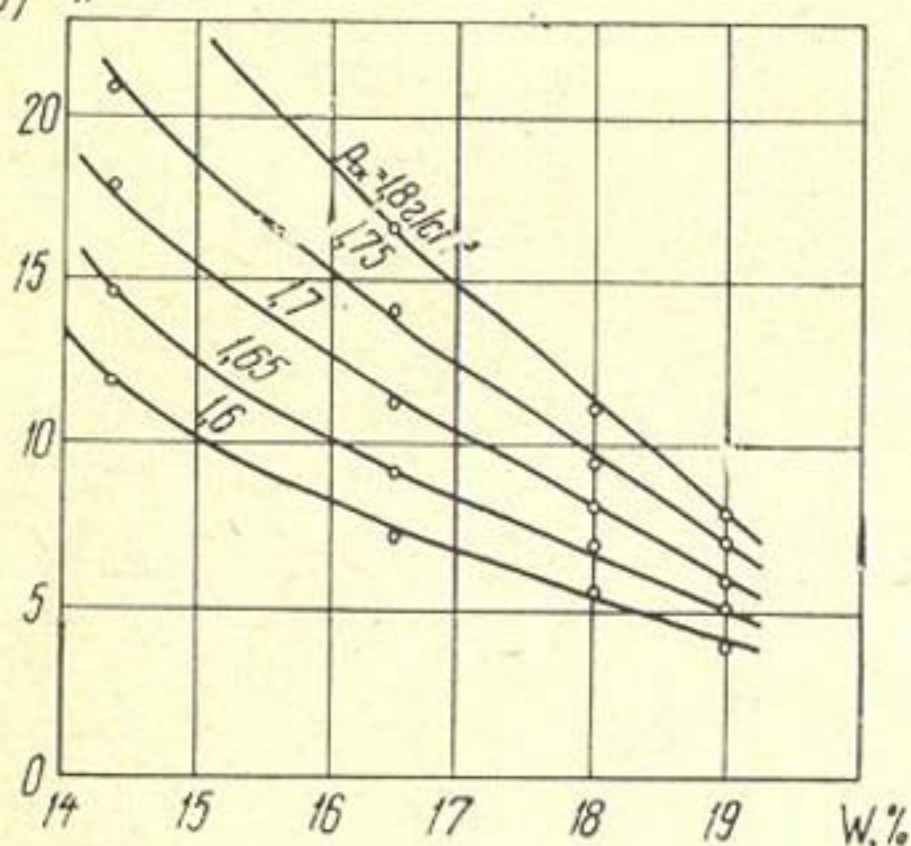


Рис. V.8. Зависимости сцепления на разрыв от плотности и влажности для гиссаракского суглинка (а) и мелкозема колымского глинисто-щебенистого грунта (б)

изучения зависимости сцепления на разрыв c_p от гомологических влажностей и для постоянных коэффициентов водонасыщения G позволила построить сводный график изменения c_p (рис. V.10). Интересно отметить, что почти по всем грунтам получилось весьма хорошее совпадение значений c_p , определенных при гомологических влажностях и постоянных G .

Учитывая, что в практике плотностроек для ядер и экранов плотин во многих случаях используются скелетные (глинисто-гравелистые или глинисто-щебенистые) грунты, было определено влияние содержания того или иного крупнозема в суглинке на сцепление на разрыв. Процент содержания крупных фракций (для условий проведенных опытов и размеров образцов величи-

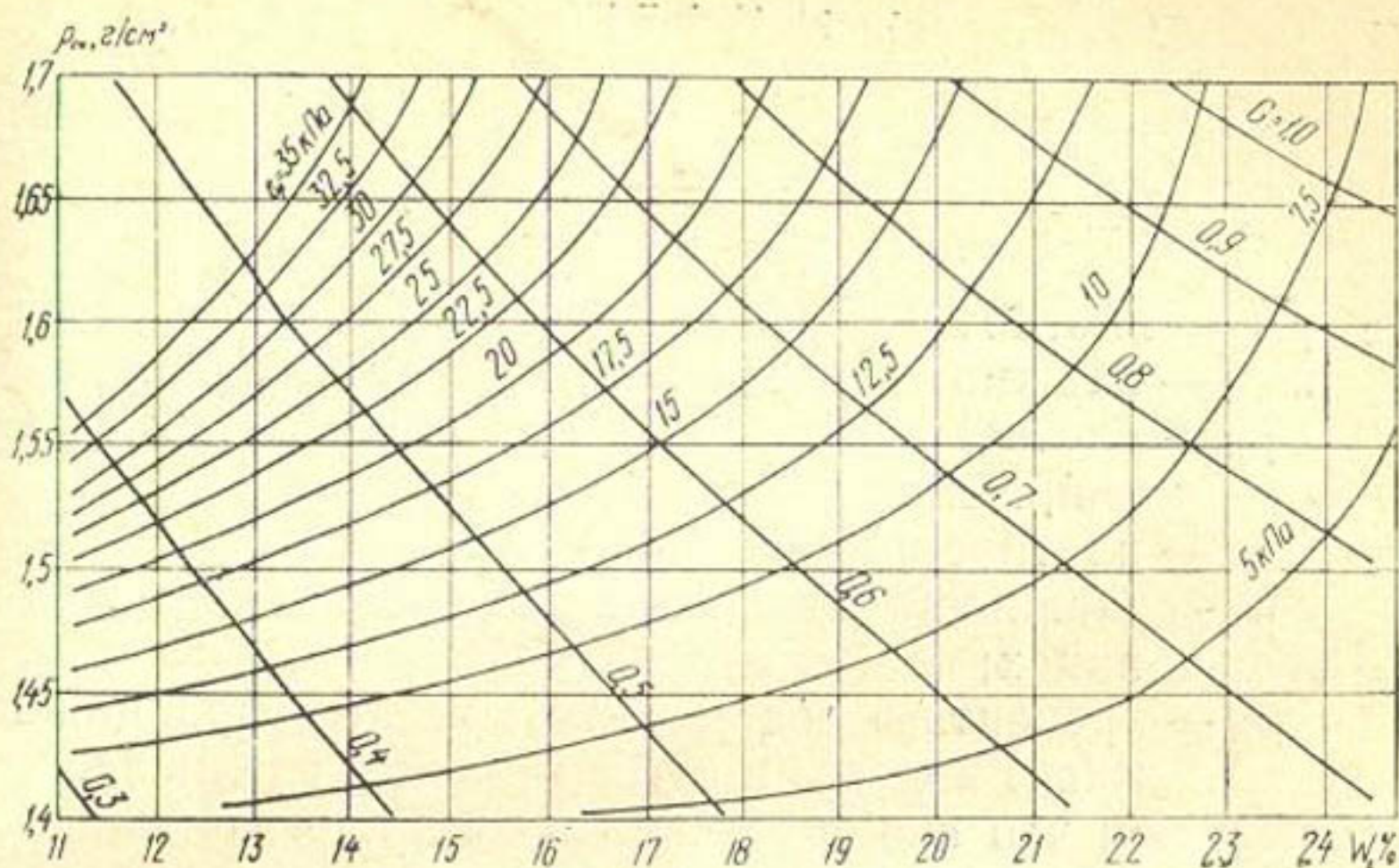


Рис. V.9. Линии равных сцеплений на разрыв c_p в зависимости от I_p , W , G для гиссаракского суглинка

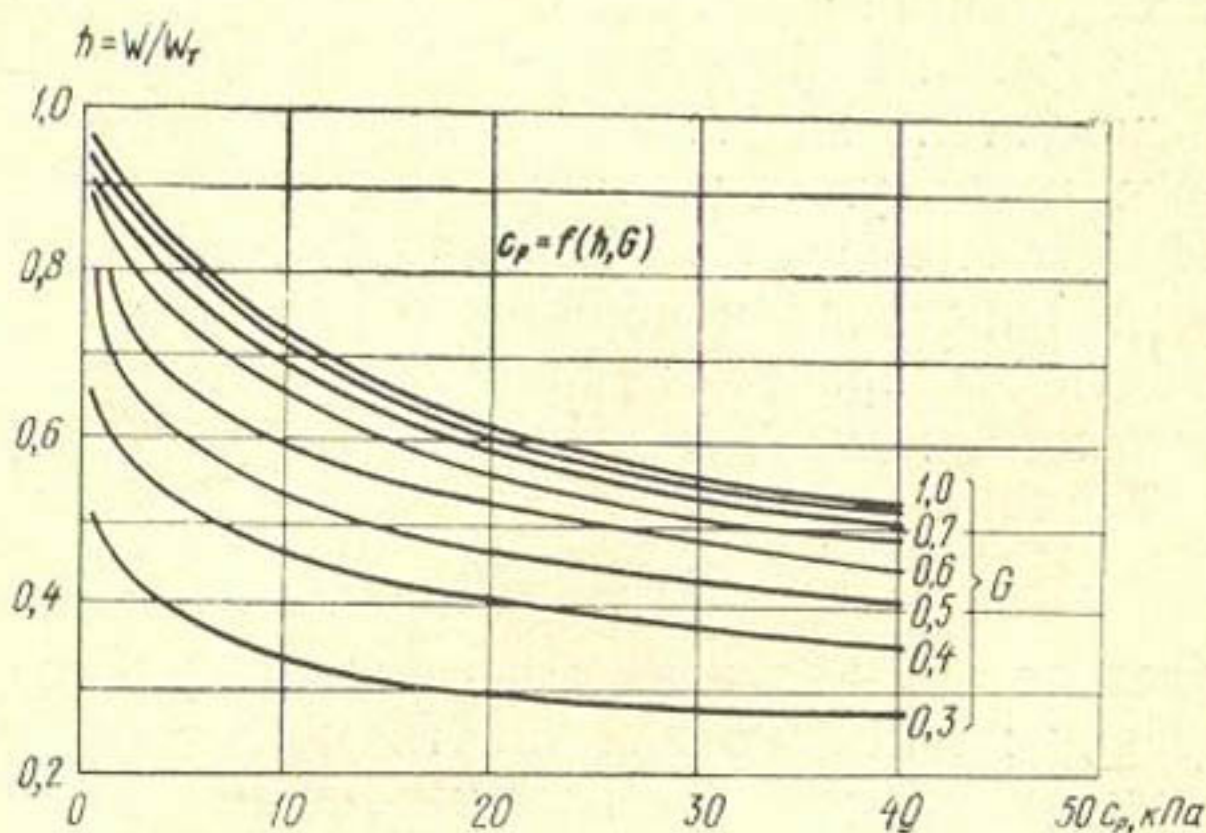


Рис. V.10. Обобщенный график зависимости c_p от гомологического коэффициента h и G

на фракций щебня и гравия колебалась в пределах 3—10 мм) изменялся от 0 до 60%.

Необходимо кратко охарактеризовать методику оценки плотности, влажности смеси и мелкозема в скелетном грунте [28, 62]. Из рассмотрения условий содержания материалов мелкозема и крупнозема в единичном объеме представилось возможным получить следующие основные формулы:

$$\left. \begin{aligned} \rho_{см}^{вл} &= \frac{\rho_k \rho_{ск} (1 + W)}{\rho_{ск} (1 + W) \rho_k + \rho_k (1 - \rho_k)}; \\ W_{см} &= \frac{W \rho_k (1 - \rho_k)}{\rho_k \rho_{ск} (1 + W) + \rho_k (1 - \rho_k)}, \end{aligned} \right\} \quad (V.4)$$

где $\rho_{см}^{вл}$ — плотность смеси во влажном состоянии, г/см³;
 $W_{см}$ — влажность смеси в относительных единицах;
 ρ_k — плотность отдельных крупнозернистых фракций, г/см³;
 $\rho_{ск}$ — плотность мелкозема, г/см³;
 W — влажность мелкозема в относительных единицах;
 ρ_k — процентное содержание крупных фракций по массе в смеси в относительных единицах.

Очевидно, что при $\rho_k = 0$, $W_{см} = W$, т. е. влажность смеси равна влажности мелкозема, занимающего весь образец; при $\rho_k = 1$, $W_{см} = 0$, поскольку мелкозема нет. Указанные формулы получены в предположении, что вся влага, содержащаяся в смеси, затрачивается на увлажнение мелкозема. В действительности, определенная ее доля расходуется на смачивание частиц крупнозема, вследствие чего уменьшается влажность мелкозема. Этот дефицит влажности, который нужно учитывать при подготовке испытания и обработке результатов, может быть найден эмпирически, сопоставляя действительную влажность мелкозема с заданной при подготовке образца, т. е. величина

$$\Delta W_k = W_{зад} - W_{действ} \quad (V.5)$$

определяет потери влаги на смачивание крупнозема.

Поправку на потерю влажности мелкозема при приготовлении смеси с крупнозернистыми включениями можно приближенно оценивать по влажности крупнозернистых включений. Методические опыты показали, что с изменением крупности изменяются общая поверхность смачивания частиц и соответственно их водопоглощающая способность и влажность. Для практических оценок предлагается формула

$$W_{ki} = \frac{0,1}{D_{ki}}, \quad (V.6)$$

где W_{ki} — влажность крупнозема с фракциями среднего диаметра (в относительных единицах);

D_{ki} — крупность фракций на i -м участке кривой зернового состава, мм.

Влажность крупнозема какого-нибудь произвольного зернового состава можно определить по формуле

$$W_k = \sum_0^i p_{D_{ki}} W_{ki} \text{ или } W_k = \sum_0^i p_{D_{ki}} \frac{0,1}{D_{ki}}, \quad (V.7)$$

где $p_{D_{ki}}$ — процентное содержание (в относительных единицах) по массе в общем составе крупнозема фракций размером D_{ki} .

Наконец, потеря влажности мелкозема в смеси на увлажнение крупнозернистой части определяется по зависимости

$$\Delta W_k = p_k \sum_0^i p_{D_{ki}} \frac{0,1}{D_{ki}}. \quad (V.8)$$

Можно отметить, что для реальных значений $p_k = 0,1-0,5$, $W_T = 20-40\%$ мелкозема ($d < 1$ мм) и обычных для таких смесей кривых зерновых составов крупнозема величина ΔW_k изменяется в пределах $1-6\%$.

При подготовке образцов для определения $\rho_{ск.см}$ в зависимости от p_k и $\rho_{ск}$ с учетом соответствующих поправок можно пользоваться кривыми на рис. V.11.

Методика испытаний состояла из следующих этапов: 1) подготовка образца с заданным содержанием p_k крупнозема по предварительно рассчитанным навескам в зависимости от $\rho_{ск}$ и W ; 2) испытание на одноосное растяжение по методике и на приборе, описанным выше; 3) отбор проб на влажность из смеси и отдельно из мелкозема; 4) пересчет действительных значений $\rho_{ск.см}$, $\rho_{ск}$, $W_{см}$, W с учетом поправки на влажность ΔW .

На рис. V.12 показаны линии равных сцеплений на разрыв c_p в зависимости от $\rho_{ск.см}$, $W_{см}$, p_k . Как видно,

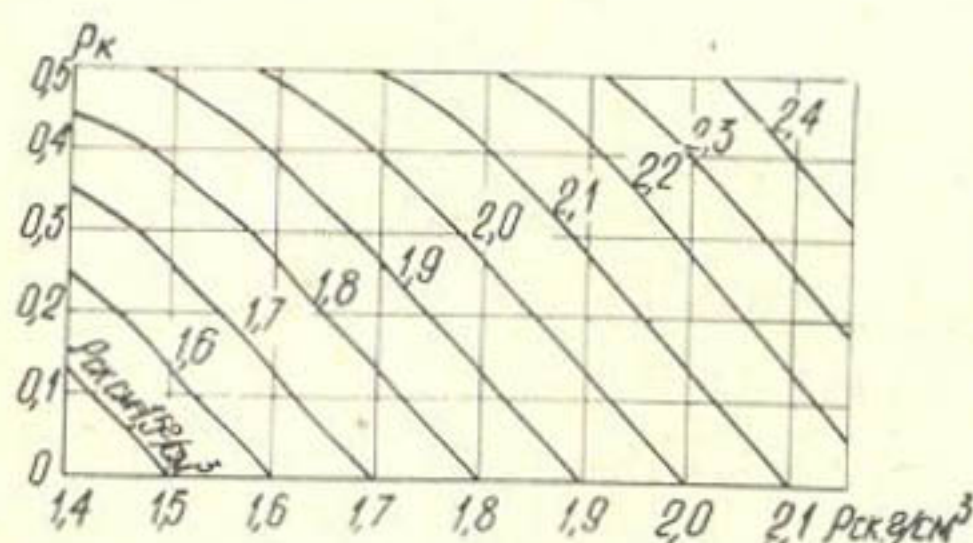


Рис. V.11. Зависимость плотности смеси $\rho_{ск}$ от плотности мелкозема $\rho_{ск}$ и содержания крупнозема p_k

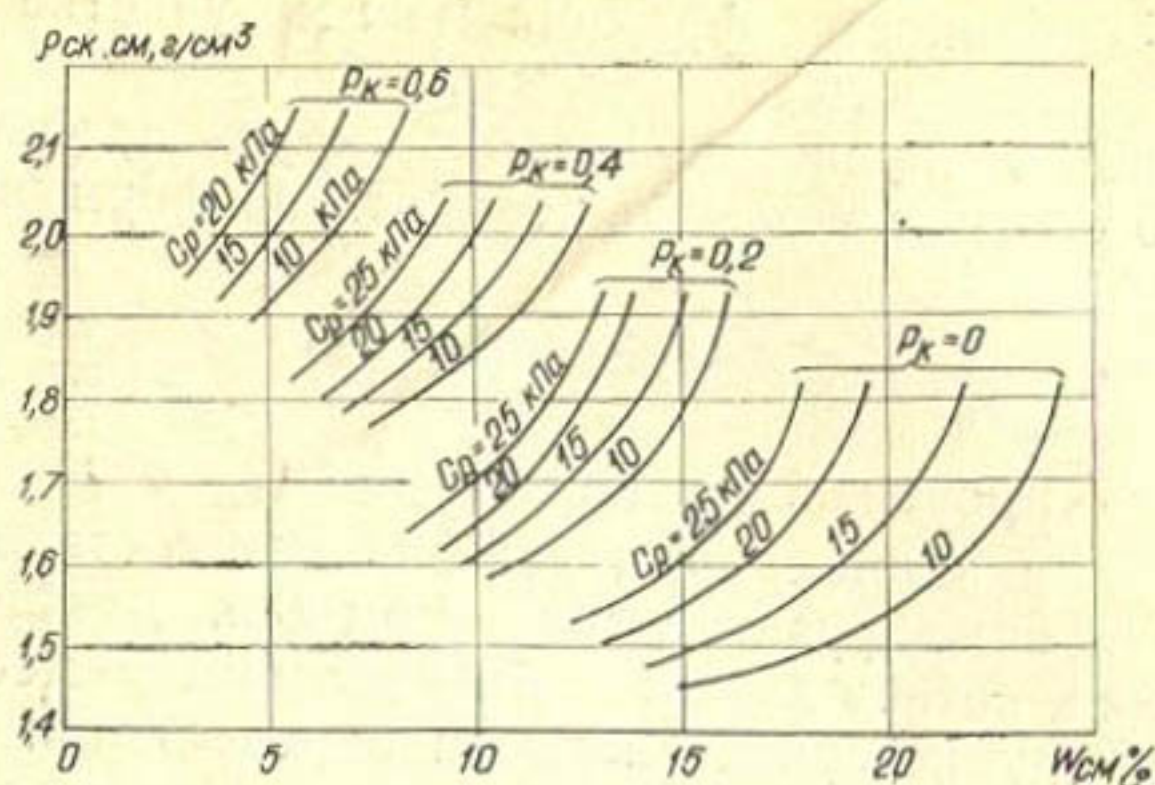


Рис. V.12. Линии равных сцеплений на разрыв для смеси c_p^{cm} в зависимости от $\rho_{sk,cm}$, W_{cm} , ρ_k

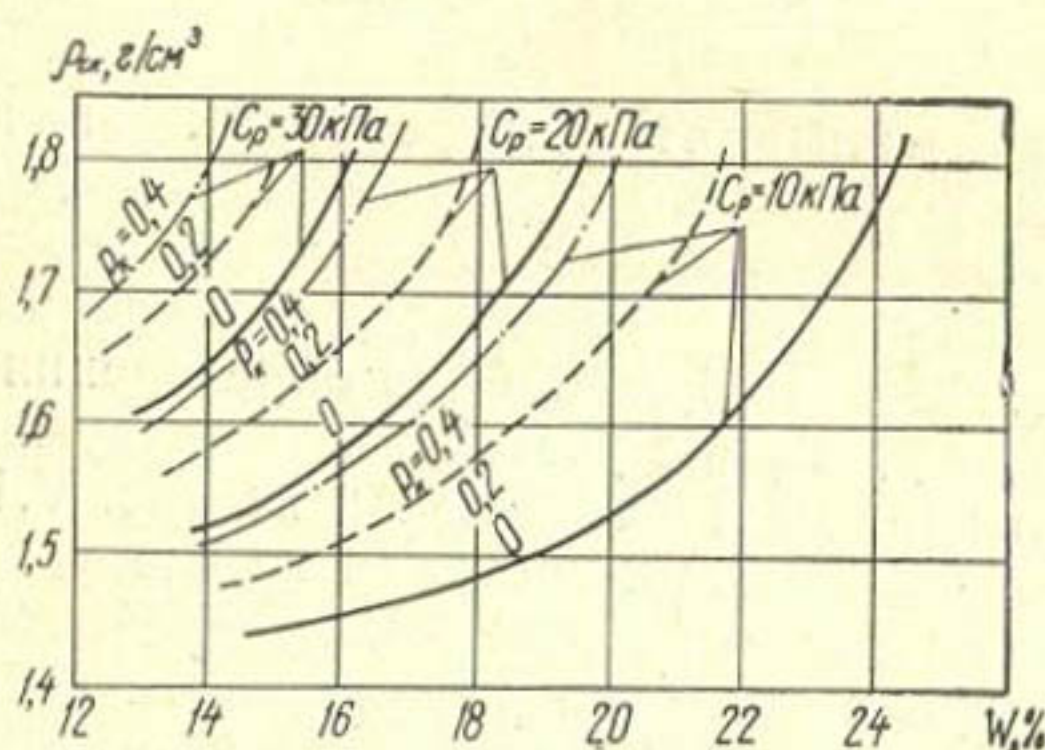


Рис. V.13. Линии равных сцеплений на разрыв c_p^{cm} для смесей в зависимости от ρ_k и характеристик мелкозема

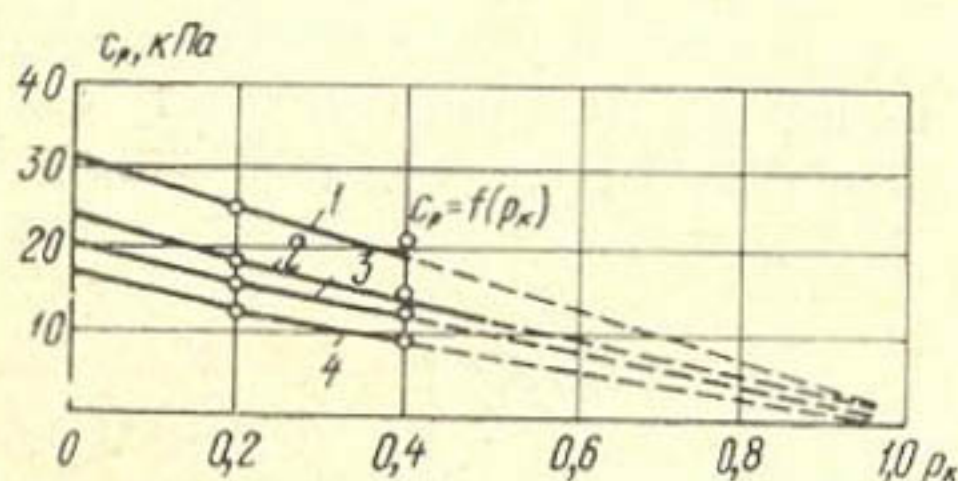
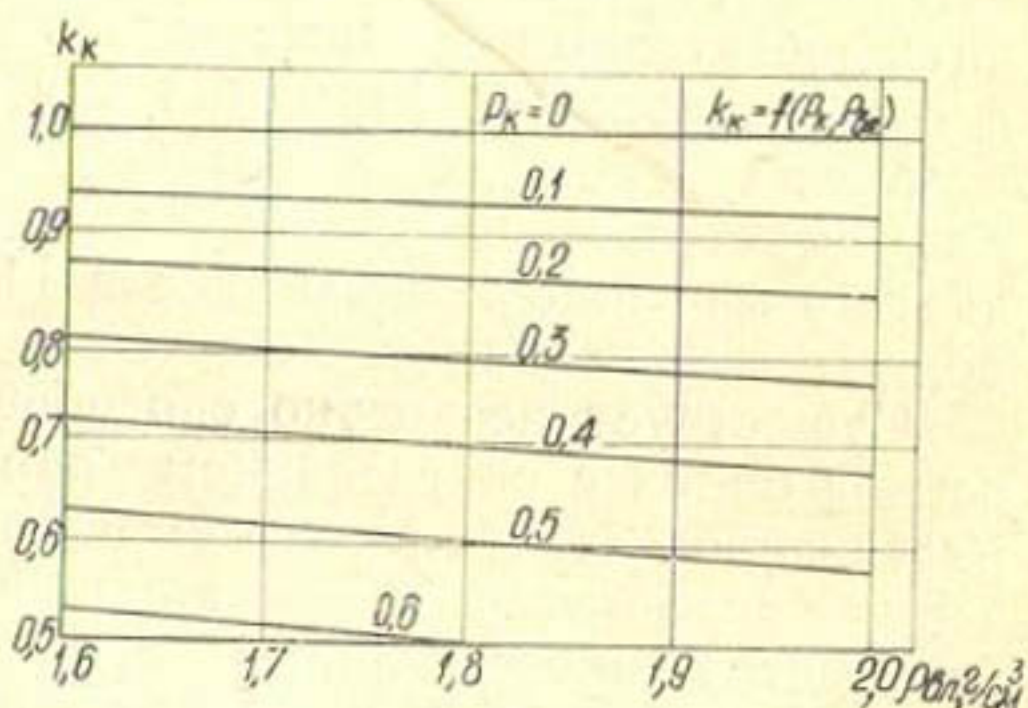


Рис. V.14. Зависимость сцепления на разрыв смеси c_p^{cm} от ρ_k при постоянных значениях плотности и влажности мелкозема

1 — $\rho_{sk} = 1.7$ г/см³; $W = 15\%$; 2 — $\rho_{sk} = 1.6$ г/см³; $W = 15\%$; 3 — $\rho_{sk} = 1.7$ г/см³; $W = 18\%$; 4 — $\rho_{sk} = 1.6$ г/см³; $W = 18\%$

характер этих кривых аналогичен полученным для чистого мелкозема, т. е. сцепление на разрыв увеличивается с повышением плотности ($\rho_{ск-см}$) и уменьшением влажности $W_{ск}$ и для одинаковых $\rho_{ск-см}$, $W_{см}$ с уменьшением ρ_k . Для разных ρ_k кривые равных c_p располагаются идентично.

Рис. V.15. График для определения коэффициента k_k в зависимости от ρ_k и плотности влажного мелкозема $\rho_{вл}$



По полученным результатам построены кривые изменения сцепления (линии равных c_p) в зависимости от плотности и влажности мелкозема, содержащегося в смеси при том или ином значении ρ_k (рис. V.13). На рис. V.14 приведены кривые изменения сцепления на разрыв c_p в зависимости от ρ_k для постоянных значений плотности и влажности мелкозема. Линейность этих кривых позволяет высказать следующую гипотезу в отношении оценки сцепления для скелетных материалов: сцепление смеси на разрыв является функцией сцепления на разрыв при испытаниях чистого мелкозема при тех же исходных значениях $\rho_{ск}$ и W , что и для смеси, и коэффициента, зависящего от содержания мелкозема в общем составе смеси по массе

$$c_p^{см} = k_k c_p, \quad (V.9)$$

где $c_p^{см}$ и c_p — сцепление смеси и мелкозема, Па;
 k_k — коэффициент, зависящий от содержания крупнозернистых включений в объеме образца, определяемый по рис. V.15 или формуле

$$k_k = \frac{\rho_k (1 - \rho_k)}{\rho_{ск} (1 + W) \rho_k + \rho_k (1 - \rho_k)}. \quad (V.10)$$

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОЙСТВ ГРУНТА ПРИ РАСТЯЖЕНИИ ПО МЕТОДУ БАЛОЧНЫХ ИСПЫТАНИЙ

Метод прямого растяжения, удобный для определения сцепления на разрыв, в ряде случаев (для слабых суглинков, при низкой влажности W) не позволяет получить достаточно надежные значения модуля деформации и относительных деформаций при растяжении.

Метод балочных испытаний, когда исследованию подвергается грунтовая балка, нагружаемая по схеме чистого или поперечного изгиба [1], и зона растяжения более значительна, оказывается предпочтительней.

Существует несколько способов испытаний по схеме изгиба балок с определением параметров грунта при растяжении. Наиболее приемлемым в отношении получения более однородного напряженного состояния является метод, предложенный Леонардсом и Нарайном [68], который и был применен в описываемых ниже исследованиях М. Долежаловой и нами.

Образец грунтовой балки изготавливают в специальной пресс-форме с послойным уплотнением до заданной плотности при определенной влажности. Размеры образца $30 \times 4 \times 4$ см³. Изготовленную балку помещают в испытательное устройство, где и производится ее нагружение по схеме чистого изгиба (рис. V.16) путем приложения системы четырех сил. При этом на выпуклой стороне изгибаемой балки на участке между двумя внутренними силами развиваются растягивающие напряжения, а разрушение балки с образованием поперечных трещин происходит почти так же, как при испытании по схеме чистого растяжения.

Контрольные определения прогибов и относительных деформаций растяжения и сжатия соответственно на выпуклой и вогнутой сторонах балки показали, что величины этих деформаций примерно одинаковы (с разным знаком). Это позволяет предполагать, что в балке, изгибаемой по схеме чистого изгиба при соответствующих нагрузках, зависимость напряжение — деформация для грунта подчиняется закономерностям сопротивления материалов.

Передача растягивающих усилий осуществляется с помощью системы блоков, расположенных во взаимно перпендикулярных направлениях. Образец подвешивают

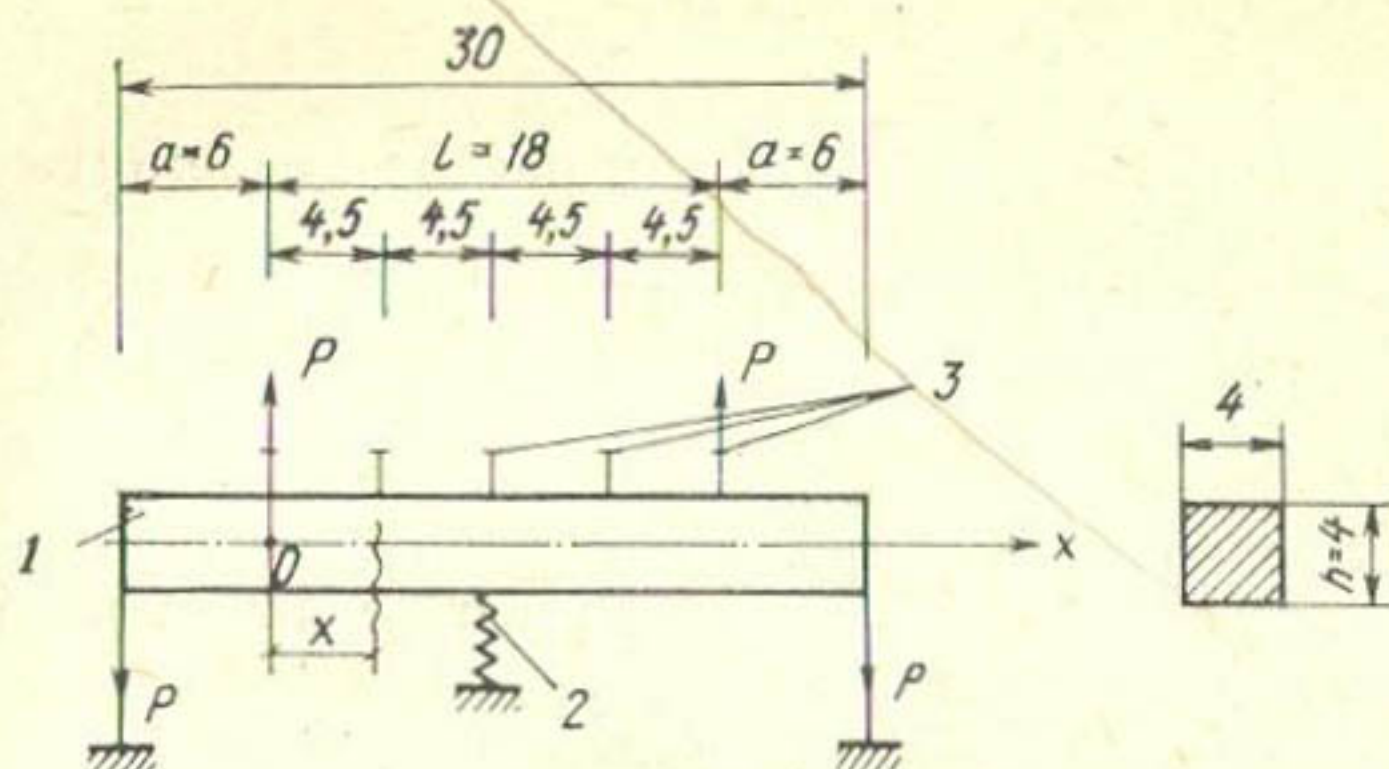


Рис. V.16. Схема приложения нагрузки на образец при балочных испытаниях в условиях чистого изгиба

1 — грунтовая балка; 2 — пружина для уравнивания собственного веса; 3 — марки-иголки

при помощи лент, опоры балки решаются подобным образом. Система блоков обеспечивает передачу усилий на балку без дополнительных воздействий типа кручения. Собственный вес балки дополнительно уравнивается при помощи мягкой пружины, жесткость которой подобрана таким образом, чтобы уравновесить среднюю опорную реакцию балки на трех опорах. Во избежание разрушения образца в местах приложения нагрузки между опорными лентами и балкой применяют прокладки из поролона.

В процессе испытания с помощью катетометра КМ-6 измеряли прогибы по перемещению марок-игловок, установленных в средней части растянутой зоны балки. Положение марок измеряли до и после нагружения определенной ступени. Опыты проводились с двойной или тройной повторностью, чтобы исключить неизбежный разброс в результатах, обусловленный особенностями приготовления образца.

На основе зависимостей сопротивления материалов для условий чистого растяжения и изгиба величины растягивающих напряжений и относительных деформаций растяжения в верхней части балки определяют по формулам [1]:

$$\sigma = \frac{M y}{I}; \quad (V.11)$$

$$\epsilon = \frac{M y}{E I}, \quad (\text{V.12})$$

где M — изгибающий момент в рассматриваемом сечении;

y — расстояние от рассматриваемой точки сечения до нейтральной оси;

I — момент инерции сечения;

E — модуль упругости.

Для испытываемой грунтовой балки величину относительных деформаций растяжения ϵ определяют по формуле

$$\epsilon = \frac{h (y - y_v)}{x (b - x)} \quad (\text{V.13})$$

в предположении, что материал балки однороден и модули деформаций при растяжении и сжатии при небольших нагрузках одинаковы.

На рис. V.17 показаны осредненные линии равных сцеплений на разрыв c_p в зависимости от плотности $\rho_{ск}$

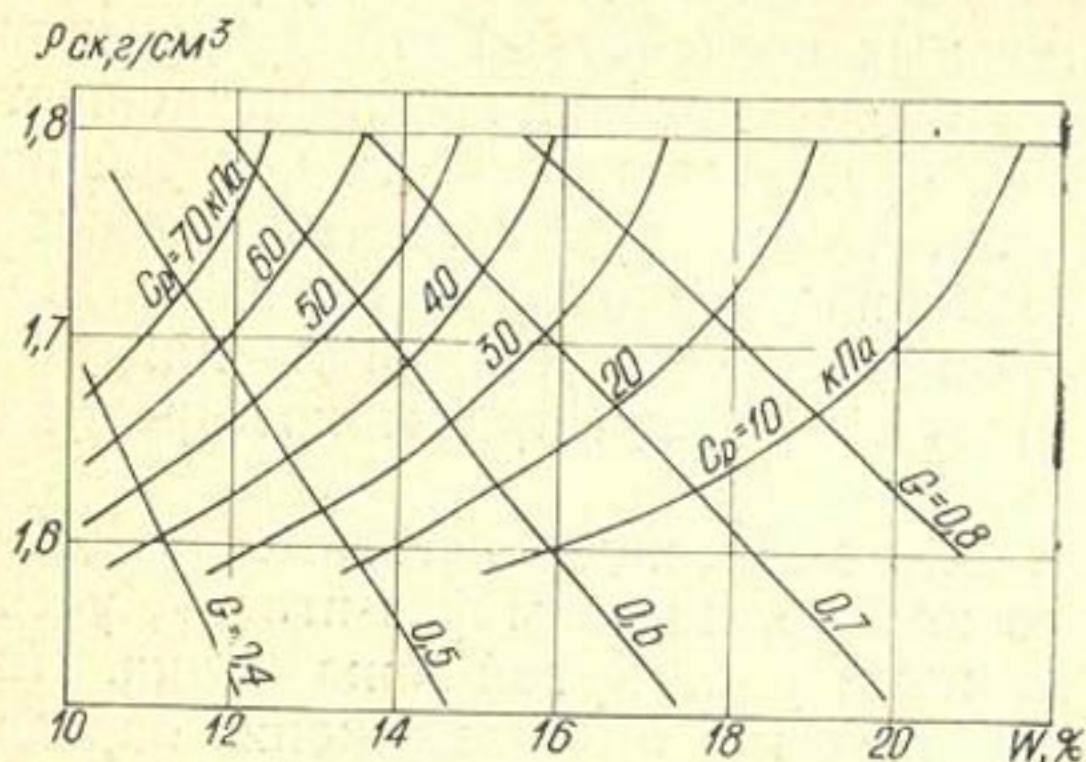


Рис. V.17. Линии равных сцеплений на разрыв c_p в зависимости от $\rho_{ск}$, W , G по балочным испытаниям гиссаракского грунта

и влажности W , полученные на основании данных опытов с гиссаракским суглинком. Из сопоставления графиков на рис. V.17 и V.9 видно, что характер изменения сцепления совершенно идентичен для обоих видов испытаний. Кроме того, для определенных влажностей и плотностей наблюдается полное количественное совпадение результатов.

Несколько бо́льшая разница в величинах сцепления по обоим методам для менее плотных и более влажных грунтов объясняется, с нашей точки зрения, тем, что не всегда удается сохранить равенство скоростей испы-

тания для этих способов и в указанных случаях проявление ползучих свойств грунта при растяжении сказалось на результатах опытов. Тем не менее можно считать, что для инженерных оценок точность определения сцепления на разрыв c_p по обоим методам вполне удовлетворительна, безусловно, при одинаковом режиме нагружения образца. Это позволяет с достаточной надежностью использовать результаты балочных испытаний для оценки относительных деформаций удлинения и модулей деформации при растяжении.

На рис. V.18,б приведены результаты измерения прогибов верхних растянутых волокон балки в зависимости от поэтапности нагружения. На основании обработки этих данных определены средние значения относительных деформаций удлинения и построены кривые зависимости напряжение — деформация (рис. V.18,а). Можно отметить, что зависимость напряжение — относительная деформация растяжения практически для всех испытанных состояний грунтов имеет прямолинейный характер с весьма небольшими отклонениями. Это позволило для определения модулей деформаций при растяжении использовать уравнение связи Гука в виде

$$\sigma = \varepsilon E. \quad (V.14)$$

На основании полученных результатов построены линии равных модулей деформации и относительных деформаций удлинения в зависимости от плотности и влажности для испытанных грунтов (рис. V.19).

Представляется возможным отметить следующие общие закономерности в изменении модуля деформации при растяжении и относительной деформации удлинения. Модуль деформации уменьшается при увеличении влажности и снижении плотности, однако при высоких влажностях это изменение несущественно. Относительные деформации удлинения при низких влажностях весьма незначительны (около 0,1%) независимо практически от плотности, но заметно возрастают с увеличением влажности глинистого грунта; при этом влияние плотности начинает сказываться более существенно.

Все изменения модуля деформации E_p и относительных деформаций удлинения при растяжении ε_p в зависимости от плотности и влажности глинистого грунта имеют нелинейный характер. Описание их эмпирическими формулами достаточно сложно, поэтому более удобным

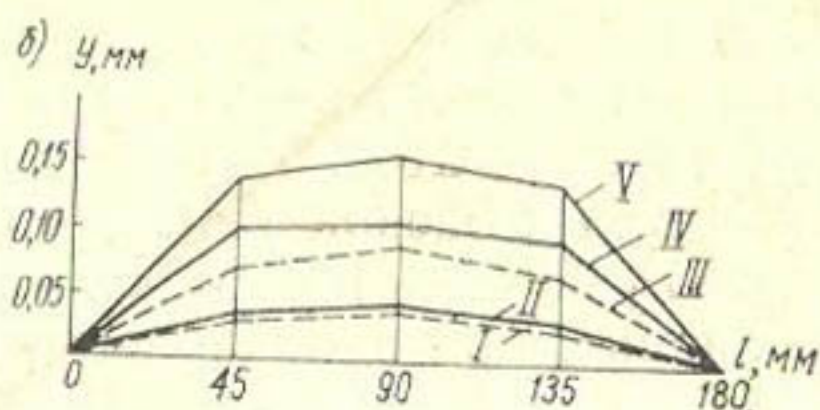
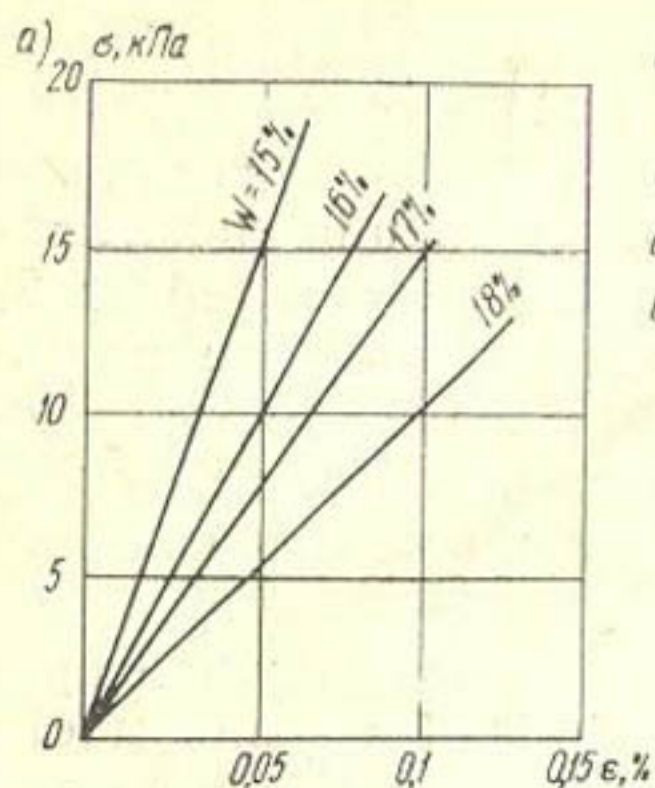


Рис. V. 18. Зависимость относительных деформаций удлинения (а) и прогибов (б) от растягивающих напряжений по результатам балочных испытаний для $\rho_{ск} = 1,7 \text{ г/см}^3$; I—V — этапы нагружения

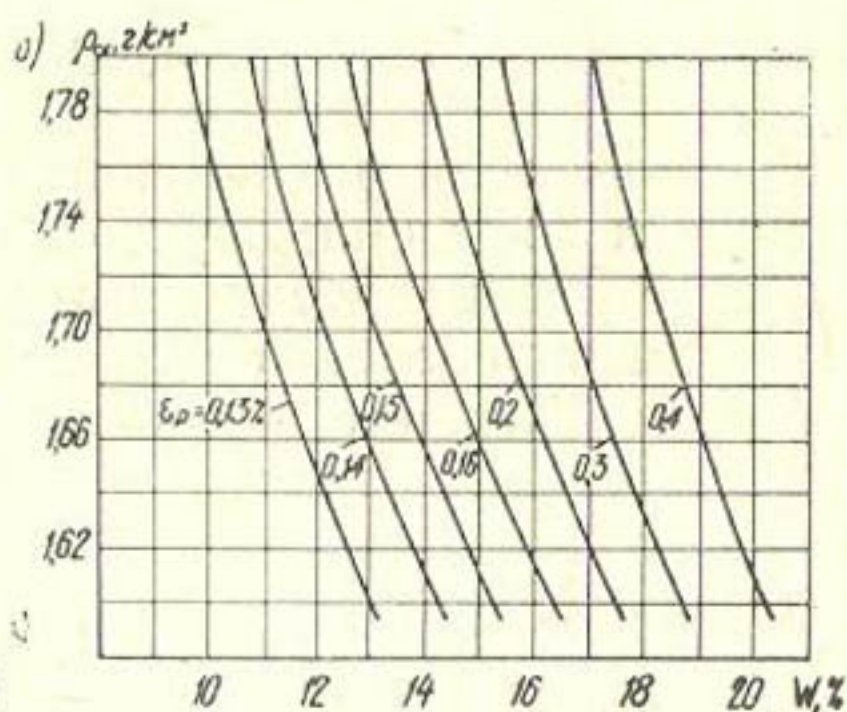
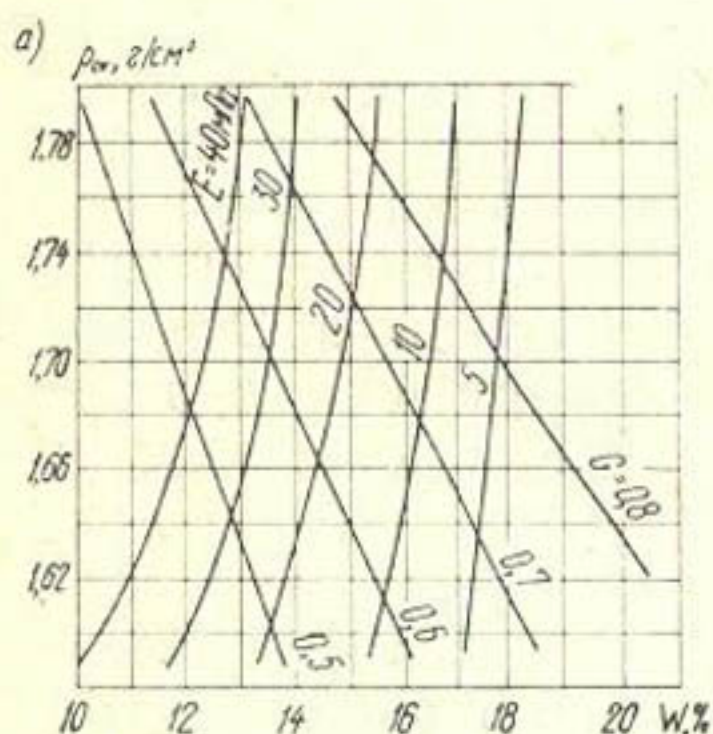


Рис. V.19. Линии равных модулей деформаций (а) и максимальных относительных удлинений (б) при растяжении в зависимости от $\rho_{ск}$, W , G для гиссаракского суглинка

для практических расчетов является представленное графическое изображение этих связей.

6. ДВУХШТАМПОВЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ НА РАЗРЫВ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Предлагаемый метод является модифицированным по сравнению с методом определения сцепления на разрыв бетонных образцов, известным как метод раскалывания при сжатии цилиндрического образца с передачей усилий по образующей [49].

Принцип двухштампового испытания состоит в одноосном раздавливании цилиндрического образца глинистого грунта, причем вертикальная нагрузка передается постепенно через два металлических штампа, расположенных по торцам образца. Растягивающие напряжения (сцепление на разрыв) определяются путем пересчета результатов испытания с использованием закономерностей теории пластичности.

Исследования Н. Хайленда, В. Ф. Чена, Ж. И. Фанга [65, 66] показали, что при отношениях высоты образца к диаметру 0,8—1,2 и диаметра образца к диаметру штампов 0,2—0,3 результаты двухштамповых испытаний достаточно стабильны и хорошо согласуются с результатами других методов, в частности метода раскалывания по образующей. Штампы должны быть достаточно жесткими, чтобы в процессе нагружения не происходило их изгиба.

Известно [1], что основная формула для определения растягивающего напряжения при раскалывании цилиндрического образца по образующей, полученная в предположении линейной связи между напряжениями и деформациями, имеет вид

$$\sigma_p = \frac{2 P}{\pi L d}, \quad (\text{V.15})$$

где σ_p — напряжение прямого растяжения (сцепление на разрыв), Па;

P — прикладываемая нагрузка, Н;

L — длина образца (высота), см;

d — диаметр образца, см.

Теоретическая основа двухштампового опыта, предложенная Ченом и Друкером [65], содержит два предположения: первое — о местной деформируемости грунта под штампами и применимости условий теории пластичности; второе — о возможности использования модифицированного условия Мора — Кулона, учитывающего небольшое растяжение, для определения поверхности разрушения, соответствующей предельной для данного грунта, при двухштамповом испытании.

На рис. V.20 показана идеализированная схема разрушения образца при двухштамповом испытании. Механизм разрушения представляет собой образование отдельных простых трещин разрыва вдоль радиального направления и двух конических поверхностей сдвига непо-

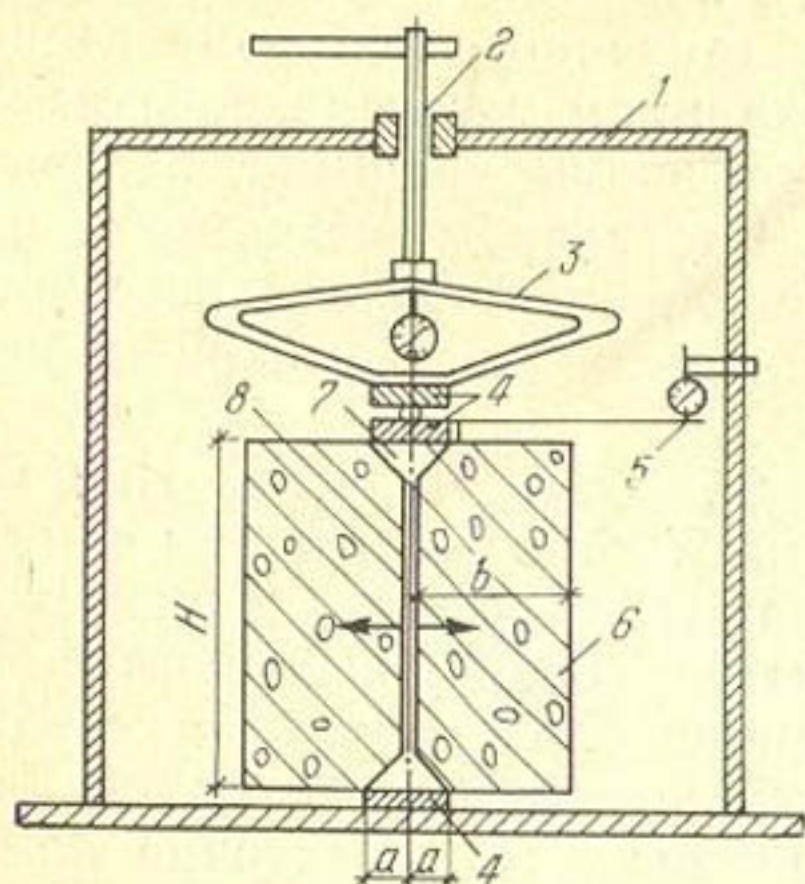


Рис. V.20 Схема прибора двухштампового испытания для определения сцепления на разрыв

1 — опорная рама; 2 — винтовой домкрат; 3 — динамометр сжатия; 4 — штамп диаметром $2a=2,5$ см; 5 — индикатор осевых деформаций; 6 — образец грунта высотой $H=11$ см и диаметром $2b=10$ см; 7 — трещины сдвига; 8 — трещины разрыва

средственно под штампами. Анализ механизма разрушения и использование энергетических принципов при установлении прочностных параметров грунта в данных условиях опыта [1, 65] позволили получить приближенную формулу для определения сцепления на разрыв:

$$c_p = \frac{P}{\pi (bH - a^2)}, \quad (V.16)$$

где H и b — высота и радиус образца, см;
 a — радиус штампов, см.

Был сконструирован и изготовлен специальный прибор для проведения такого испытания. Прибор (см. рис. V.20) состоит из станины с опорной балкой, на которой расположен винтовой пресс с закрепленным динамометром сжатия мощностью до 1200 Н. Показания по динамо-

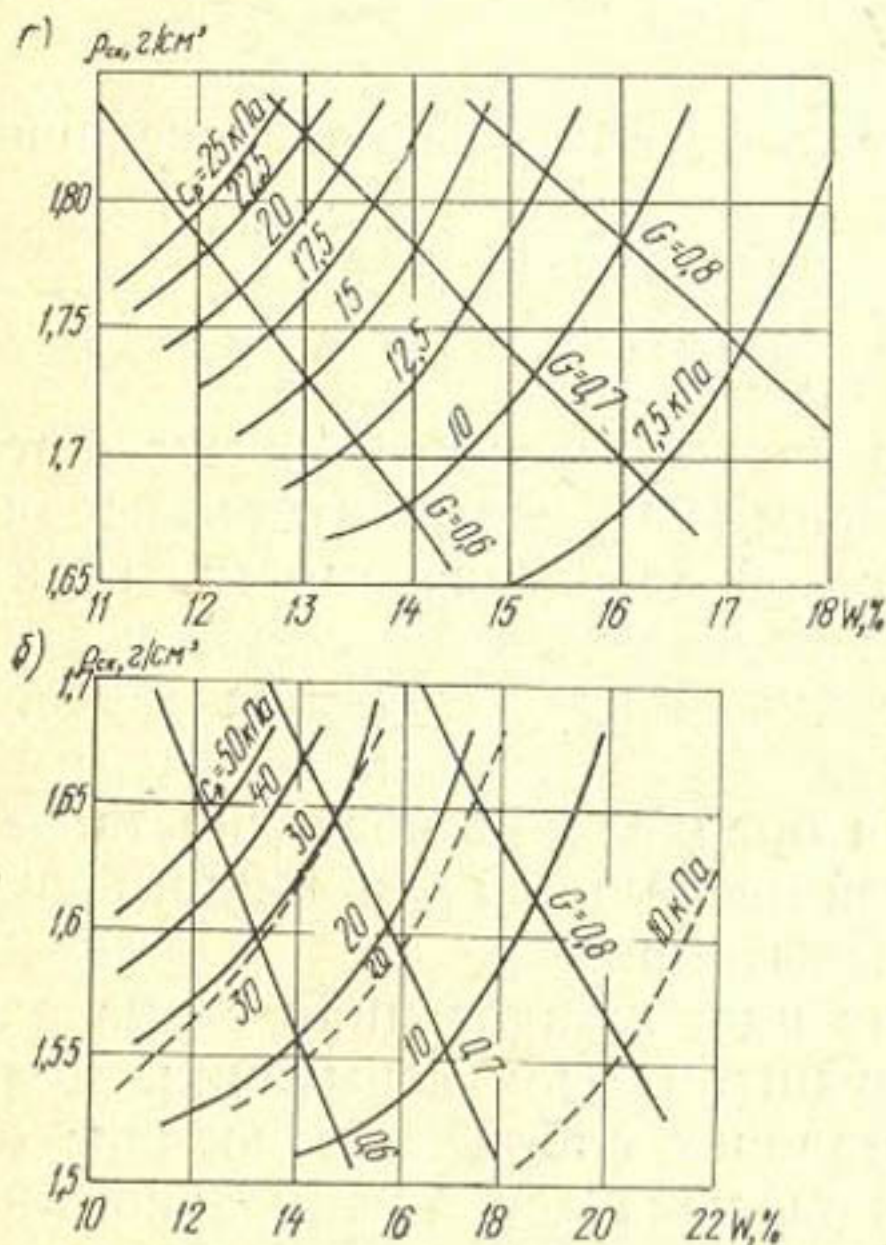


Рис. V.21. Линии равных сцеплений на разрыв при двухштамповых испытаниях для мелкозема сафедобского грунта (а) и гиссаракского суглинка (б) (пунктирные кривые построены по данным одноосного растяжения)

метру берутся с помощью индикатора с точностью 0,01 мм. Давление определяется по тарировочной кривой. Образец устанавливают на металлический штамп, а нагрузка от винтового пресса постепенно с любой скоростью передается через такой же штамп. По максимальной разрушающей нагрузке по формуле (V.16) определяют искомую величину сцепления на разрыв.

Опыты проводились как с чистым суглинком (сафедобским и гиссаракским), так и со скелетным материалом с включениями крупнозема (фракции щебня 5—7 мм) в объеме 20—40% по массе. Размеры образца $2b=10$ см, $H=11$ см, $2a=2,5$ см. Образец приготовляли из грунта с заданной влажностью путем послойной укладки и уплотнения до определенной плотности в специальной форме на винтовом прессе. Затем образец помещали в прибор и проводили испытание до тех пор, когда образец разрушался полностью с образованием двух конических пирамид у штампов и раскалывался на две-три части.

На рис. V.21 приведены результаты определения сцепления на разрыв в зависимости от плотности и влажности образцов. Характер изменения сцепления на разрыв, полученный на основании двухштамповых опытов, полностью согласуется с данными испытаний на одноосное растяжение, что свидетельствует о применимости и перспективности нового метода.

В заключение можно отметить, что при использовании указанного метода не требуется какое-либо сложное оборудование, метод отличается простотой и может применяться не только при лабораторных, но и при полевых определениях сцепления на разрыв глинистых грунтов, в том числе с крупнозернистыми включениями.

7. ВЛИЯНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ (СЕЙСМИЧЕСКИХ) ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Для установления влияния динамических (сейсмических) воздействий на прочностные и деформативные характеристики грунтов применяются различные методы, которые отличаются характером динамических воздействий (способом приложения нагрузки), видом и скоростью изменения напряженного состояния в образце (одноосные, трехосные испытания), масштабом исследования (лабораторные и полевые опыты).

Вибрационные методы исследования применяют как в лабораторных, так и в полевых условиях для определения упругих и диссипативных характеристик грунтов. Метод основан на изучении собственных и вынужденных колебаний либо образца грунта (в лабораторных условиях), либо фундаментов, блоков или плит (в полевых условиях) при создании колебаний с помощью ударника или вибратора.

В лаборатории обычно исследуют образцы связного грунта цилиндрической формы при незначительных вертикальных напряжениях (до 40 кПа) и отсутствии боковой нагрузки. Модуль упругости находят как функцию частоты собственных колебаний, размеров образца и его момента инерции. Эти опыты не имеют большого практического значения ввиду разброса опытных данных, минимальных напряжений в образце, существенного несоответствия схемы опыта динамической работе грунта в реальных условиях.

При полевых вибрационных испытаниях с помощью ударов и вибраторов направленного действия производят однокомпонентное возбуждение штампа (блока, плиты, фундамента) и измеряют свободные и вынужденные колебания системы плита — грунт.

Для обработки опытных данных находится система различных коэффициентов динамической жесткости, характеризующих поведение фундаментов под промышленными зданиями при действии вибрационных нагрузок, аналогичных опытным.

Следует отметить, что, несмотря на огромный объем подобных полевых вибрационных исследований, выполняемых с 30-х годов, практическое применение этих результатов носит очень частный характер, так как невозможно переносить и сопоставлять данные различных опытов из-за большого количества взаимовлияющих неучтенных факторов.

Сейсмические методы исследования грунтов также применяются в лабораторных и полевых условиях; основаны они на регистрации скорости распространения упругих сейсмических волн в грунте. При этом используют три допущения:

- 1) среда распространения сплошная;
- 2) свойства среды подчиняются закону Гука;
- 3) смещения принимаются малыми.

Упругие характеристики грунтов прямо пропорцио-

нальны скоростям распространения упругих волн и могут быть определены по формулам:

$$G = \rho v_s^2, \quad (V.17)$$

$$E = \rho v_p^2 \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)}, \quad (V.18)$$

где v_p, v_s — скорости распространения продольной и поперечной волн, м/с;

ρ — плотность грунта, т/м³.

В общем случае для повышения точности величины E, G, μ следует определять по значениям двух скоростей волн v_p и v_s .

Сейсмические методы широко применяются для изучения поведения грунтов при динамических воздействиях и определения упругих характеристик грунтов и позволяют выявить ряд интересных закономерностей. Впервые, по-видимому, было установлено Гассманом теоретически и Царевой экспериментально, что скорость волн, а следовательно, и упругие характеристики E, μ зависят от напряженного состояния грунта и увеличиваются с ростом напряжения.

С. В. Медведевым¹ было отмечено, что произведение плотности грунта на скорость распространения продольных волн — есть величина, характерная для данного вида грунта и определяющая изменение балльности при сейсмических воздействиях. Произведение ρv_p , названное автором «сейсмической жесткостью», характеризует, по-видимому, динамическую прочность грунта. Действительно, увеличение сейсмической жесткости до 20 МПа показывает, что эти грунты принадлежат к малодеформируемым полускальным породам, тогда как сейсмическая жесткость, равная 1,5—2 МПа, характеризует рыхлые насыпные грунты.

По скоростям распространения упругих волн были установлены ориентировочные значения коэффициентов затухания грунта. Можно отметить, что результаты этих исследований характеризуют преимущественно работу грунта в упругой стадии при динамических воздействиях и на основании их нельзя определить остаточные деформации грунта.

Модификацией сейсмического метода являются исследования грунтов при интенсивных динамических воз-

¹ С. В. Медведев. Инженерная сейсмология. М., Госстройиздат, 1962.

действиях (динамики взрывов). При лабораторных исследованиях эти опыты выполняются в одометрах или в условиях всестороннего обжатия при скорости приложения нагрузки до 100 ГПа/с и давлении до 100 МПа. Результаты исследований представляют в виде различных диаграмм сжатия грунта как функции от скорости распространения фронта волны v_f . В полевых условиях регистрация волны сжатия представляет собой чрезвычайно сложную, пока неразрешенную задачу. Мембранные пьезо-, тензо- и индуктивные датчики дают значительные погрешности при регистрации давления в грунте. По результатам проведения опытов по изучению распространения волн построен ряд диаграмм сжатия, послуживших основой для создания динамической модели грунта. Недостатком этого метода является несоответствие напряженного состояния образца натурным условиям.

Наиболее перспективным методом лабораторных исследований грунтов является изучение динамических характеристик образцов в приборах трехосного сжатия с приложением динамической нагрузки в виде импульсов напряжения (пульсирующих нагрузок). Для этого метода характерны следующие преимущества: создание статического напряженно-деформированного состояния образца, наиболее близкого к натурным условиям; обеспечение параметров пульсации напряжений, близких к сейсмическим (амплитуда, частота, продолжительность), установление связи между напряжениями и деформациями при сложном напряженном состоянии (переменные динамические модули деформации, коэффициенты Пуассона). Расчетные характеристики, полученные этим методом, дают возможность определить остаточные деформации сооружений и оснований из различных грунтов при динамических воздействиях.

Необходимо различать два разных подхода к проведению рассматриваемых опытов:

1) в первом случае в опытах, выполненных Казагранде и Шеноном, динамическая нагрузка создавалась с помощью одиночного импульса продолжительностью 0,02—0,05 с. При этом динамическая прочность для глин и сланцев повышалась на 60%, для песков — на 10%. В дальнейших работах, проводимых по аналогичной методике, был подтвержден вывод, что сопротивление сдвигу возрастает с увеличением скорости нагружения;

2) во втором случае метод, впервые предложенный Сидом в 1960 г., отличается способом приложения динамической нагрузки в виде ограниченного ряда импульсов, соответствующих сейсмическим воздействиям. Были исследованы образцы глины со степенью водонасыщения 0,95 при различных соотношениях главных нормальных напряжений. Динамическая нагрузка по направлению наибольшего главного напряжения задавалась в виде 100 импульсов с периодом 0,5 с и соответствовала 20—60% статической нагрузки. Установлено, что при воздействии серии импульсов сильно увеличивается осадка образца, даже при суммарных напряжениях, значительно меньших статических.

Аналогичными опытами, проведенными во ВНИИ ВОДГЕО, с различными крупнозернистыми грунтами (по методике, изложенной ниже) установлен также значительный прирост осадок при действии динамической нагрузки. Таким образом, можно сделать вывод, что грунты при сейсмических воздействиях получают дополнительную осадку, различную для связных и несвязных грунтов в зависимости от сочетания динамических параметров. Учитывая, что связные грунты вследствие структурной прочности деформируются значительно меньше несвязных, их взаимодействие в плотине создает условия для возникновения продольных трещин между ядром (экраном) и упорными призмами (см. главу I).

Для предварительной оценки статической прочности грунтов, используемых в строительстве, можно принять предложение С. В. Медведева о необходимости приближения сейсмической жесткости материалов ядра и упорных призм:

$$\rho_{\text{я}} v_{\rho_{\text{я}}} \approx \rho_{\text{пр}} v_{\rho_{\text{пр}}} \quad (\text{V.19})$$

В дальнейших проработках динамическую деформируемость грунтов необходимо изучать в стабилOMETрах с приложением динамических нагрузок, аналогичных натурным. Сопоставляя динамические осадки ядра и призм (по методу, изложенному в главе III), можно определить глубину и ширину раскрытия продольной трещины.

8. ИССЛЕДОВАНИЕ СВОЙСТВ ГРУНТОВ С ПОМОЩЬЮ МЕТОДОВ ПЛАНИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА

Как известно, дальнейший прогресс в исследованиях плотин в основном зависит от точности определения рас-

четных характеристик глинистых и крупнообломочных грунтов. Здесь рассматривается возможность применения теории планирования эксперимента для изучения свойств грунтов.

При расчете сооружений из грунта следует учитывать взаимодействие большого количества разнородных факторов, обуславливающих различные процессы. Для изучения таких систем необходимо использовать методы математической статистики с изучением различных моделей. Статистически наиболее удобной является полиномиальная модель. Коэффициенты полинома есть значения частных производных в точке, вокруг которой происходит разложение функции, задающей решение дифференциального уравнения.

Пользуясь статистическими методами, легко оценить степень адекватности (соответствия) представления результатов полиномом выбранного порядка. Полином записывают в виде

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k \quad (V.20)$$

и находят выборочные оценки b_i для $b_i \rightarrow \beta$. При решении этой задачи обычным однофакторным методом изменяют каждую переменную по очереди. Если для каждой переменной сделано n повторных опытов, а переменные варьируются на двух уровнях ($+1$ и -1), то дисперсия оценки коэффициента регрессии равна:

$$\sigma^2 \{ b_i \} = \frac{\sigma^2 \{ y \}}{2 n}. \quad (V.21)$$

При одновременном изменении всех k факторов можно уменьшить дисперсию в $(k+1)$ раз:

$$\sigma^2 \{ b_i \} = \frac{\sigma^2 \{ y \}}{(k+1) n} \quad (V.22)$$

и соответственно уменьшить общее количество экспериментов.

Результат экспериментов необходимо представлять в «компактной форме», что для условия нормального распределения выразится в нахождении трех параметров: среднего y , дисперсии $\sigma^2 \{ y \}$ и числа наблюдений n . Эти параметры дают возможность оценить не только величину, но и границы рассеивания при данном числе наблюдений.

Оценка результатов неизвестного, сделанная по выборке из n опытов, должна иметь минимальную дисперсию, сходиться по вероятности к оцениваемому параметру.

ру, а математическое ожидание должно совпадать с оцениваемым параметром.

Обычно результаты экспериментов бывают рассеяны. Существует значительное количество статистических методов, которые позволяют изучить рассеяние. Одним из эффективных способов является рандомизация экспериментов во времени и пространстве.

Используются различные планы построения экспериментов: неполноблочные сбалансированные, латинский квадрат, греколатинский квадрат, латинский куб и т. д.

Основы дисперсионного анализа и примеры планирования экспериментов изложены в работе В. В. Налимова¹, где дается обширная библиография по указанному вопросу.

Не останавливаясь подробно на сложных статистических методах исследования процессов, протекающих во времени, приведем пример методики оптимального использования пространства независимых переменных для определения деформаций грунтов при динамическом воздействии.

Исследованные грунты в естественном залегании имели плотность 2,03—2,4 т/м³, в тело же плотины их укладывали с плотностью 2,15 т/м³. Коэффициент неоднородности грунта $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ варьируется в очень широких пределах — от 14 до 1300 — при средней величине 160. Содержание пылеватых частиц изменяется от 1 до 8%, что придает грунту значительную связность. Коэффициент фильтрации колеблется от 0,23 до 10,5 м/сутки.

Была поставлена задача: с помощью лабораторных исследований оценить влияние динамических воздействий на характеристики такого материала. Реальные сейсмические ускорения при принятом для исследований 9-балльном землетрясении могут достигать 0,3—0,5 g. Продолжительность сейсмических воздействий задавалась в пределах от 10 до 40 с, частотный состав изменялся от 0,2 до 20 Гц. Считалось, что основное сейсмическое воздействие на плотину заключается в дополнительных по сравнению со статическими деформациях материалов. Эти деформации зависят как от сейсмического воздействия (амплитуды, частоты, продолжительности), так и от свойств материала плотины.

¹ Налимов В. В. Теория эксперимента. М., «Наука», 1971.

При лабораторных исследованиях на результаты опытов будет сказываться влияние методики эксперимента. Назовем все переменные, влияющие на динамические характеристики грунта, факторами. Если задавать всем независимым факторам хотя бы два значения, то общее количество опытов (полный факторный эксперимент) определится по формуле

$$n = 2^k, \quad (V.23)$$

где k — количество факторов.

Цель исследований в такой постановке — определение наиболее опасной комбинации факторов, вызывающих наибольшую деформацию при динамических воздействиях.

Параметр, характеризующий процесс (или, что то же самое, параметр оптимизации): u_d — относительная осадка образца при динамическом воздействии в направлении приложения наибольшего главного напряжения. В результате необходимо построить интерполяционную зависимость для определения динамических деформаций грунта.

Факторы, определяющие процесс:

x_1 — частота пульсации напряжений, Гц;

x_2 — величина пульсации напряжений (относительная $\Delta\sigma_d$);

x_3 — главное наименьшее напряжение (σ_3 , Па);

x_4 — отношение главных напряжений (σ_1/σ_3);

x_5 — время до начала пульсации, с;

x_6 — время пульсации, с;

x_7 — степень уплотнения (J_D — относительная величина);

x_8 — влажность, %;

x_9 — содержание пылеватых частиц, %.

Опыты проводились на вакуумном трехосном приборе, состоящем из резиновой оболочки и двух штампов. Диаметр образца 250 мм, высота 450 мм. Всестороннее давление создавалось с помощью вакуум-насоса и измерялось манометром. Вертикальная деформация (параметр оптимизации) измерялась по мессурам или записывалась на ленту осциллографа с помощью линейных тензодеформометров. Вертикальная и пульсирующая нагрузки создавались гидравлическим прессом ЦД-100ПУ. Частота и величина переменных напряжений фиксируются визуально на шкалах установки и поддерживаются автоматически в течение всего опыта.

Методика проведения опыта заключается в следующем:

1) грунт загружают в прибор с определенной плотностью и влажностью известного зернового состава;

2) создается всестороннее давление до определенной величины σ_3 ;

3) создается вертикальное давление на образец (σ_1) и выдерживается до стабилизации статических ползучих деформаций. За момент стабилизации принимаются деформации, равные или меньшие 0,01 мм/мин;

4) прикладывается динамическая нагрузка (пульсация по направлению $\sigma_1 - \pm \Delta \sigma_g$) в течение 20—60 с, что превышает продолжительность любого до сих пор зарегистрированного землетрясения;

5) регистрируются динамические деформации и сбрасываются нагрузки;

6) производится анализ исследуемого грунта после опыта (для сопоставления с исходным).

На основе предварительных опытов, учитывая возможные границы изменения факторов в естественных и лабораторных условиях, за основной уровень принимаются следующие значения факторов: $x_1 = 6,75$ Гц; $x_2 = 0,3$; $x_3 = 65$ кПа; $x_4 = 3$; $x_5 = 1200$ с; $x_6 = 40$ с; $x_7 = 0,8$; $x_8 = 11\%$; $x_9 = 10$. Следует отметить, что на величину динамической осадки грунта будут влиять не только независимые факторы, но и ряд факторов, коррелированных друг с другом. Известно, что наибольшее влияние на процесс будут оказывать парные взаимодействия следующего вида: x_2x_4 ; x_2x_6 ; x_4x_6 ; x_4x_7 ; x_6x_7 ; x_8x_9 .

Априорные сведения необходимы для выбора интервалов варьирования. Анализ априорной информации показал следующее.

Частота пульсации x_1 , измеряемая количеством колебаний в 1 с, для реальных землетрясений изменяется от 0,5 до 10 Гц. Учитывая возможности экспериментальной установки (пресса), удалось принять за основной уровень частоту, равную $\bar{x}_{10} = 6,75$ Гц, с интервалом варьирования $I_1 = 2,25$ Гц. Тогда крайние натуральные значения фактора будут равны соответственно 4,5—9, нормируя значения фактора по формуле

$$x_j = \frac{\bar{x}_j - \bar{x}_{j0}}{I_j}, \quad (\text{V.24})$$

где x_j — кодированное значение факторов;

$\bar{x}_j$ — натуральное значение фактора;
 x_{j0} — натуральное значение основного уровня;
 I_j — интервал варьирования;
 j — номер фактора.

Следовательно, уровень нормированного фактора будет равен: верхний $+1$, а нижний -1 .

Аналогично, используя данные априорной информации и возможности испытательной техники, были определены основные уровни, интервалы варьирования и предельные значения факторов (табл. V.3).

ТАБЛИЦА V.3

Факторы		$x_1, \Gamma_{\text{ц}}$	$x_2, \text{б/р}$	$x_3, \text{кПа}$	$x_4, \text{б/р}$	$x_5, \text{С}$	$x_6, \text{С}$	$x_7, \text{б/р}$	$x_8, \%$	$x_9, \%$
Основной	уро- вень	6,75	0,3	65	3	1200	40	0,8	11	10
Интервал	варь- ирования	2,25	0,2	25	1	600	20	0,1	10	8
Верхний	уро- вень	9	0,5	90	4	1800	60	0,9	21	18
Нижний	уро- вень	4,5	0,1	40	2	600	20	0,7	1	2

По имеющимся предложениям была составлена матрица для запланированных экспериментов, где каждая строка матрицы — это условие опыта, записанное в нормированном виде.

Результаты исследований представляются интерполяционной формулой вида

$$y_d = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3 + b_4 x_4 + b_5 x_5 + b_6 x_6 + b_7 x_7 + b_8 x_8 + \\ + b_9 x_9 + b_{24} x_2 x_4 + b_{26} x_2 x_6 + b_{46} x_4 x_6 + b_{47} x_4 x_7 + b_{67} x_6 x_7 + \\ + b_{89} x_8 x_9 + \dots \quad (\text{V.25})$$

Коэффициенты полинома находят по следующим формулам:

$$b_j = \frac{\sum_1^N x_{ij} y_i}{N}, \quad (\text{V.26})$$

где N — число опытов (строк в матрице);
 j — номер столбца (0, 1, 2, ..., k);

$$\frac{y_1 + y_2 + \dots + y_{16}}{16} \quad (V.27)$$

$$b_1 = \frac{(-1) y_1 + (+1) y_2 + (-1) y_3 + \dots + (+1) y_{16}}{16}. \quad (V.28)$$

Предложенная методика позволила резко сократить число опытов, хотя они и проводились с двойной повторностью.

Для расчетов использовали данные основных опытов. Результаты дублированных опытов показали неплохое совпадение (расхождение в пределах 5—25% для опытов с динамической нагрузкой следует считать вполне допустимым). Окончательная формула для определения осадок при заданных условиях имела вид

$$y_d = 10^{-5} (79 + 19,1 x_1 + 47,3 x_2 + 7,5 x_3 + 31,9 x_4 + 12,4 x_5 + 11,15 x_6 + 8,8 x_7 + 15,5 x_8 + 9 x_9 + 15,5 x_{24} + 14,4 x_{26} + 12,7 x_{46} + 19,1 x_{47} + 0,9 x_{67} + 15,3 x_{89}). \quad (V.29)$$

На основании результатов опытов сделаны следующие выводы.

1. На процесс деформаций влияют все факторы, так как коэффициенты получились одного порядка.

2. Наибольшее влияние на величину сейсмической деформации оказывают величина самого динамического воздействия и отношение главных нормальных напряжений. Совершенно естественно, что чем больше величина динамического воздействия и чем больше отношение главных напряжений, тем больше деформация.

3. Максимальная осадка, подсчитанная по формуле (V.29), составляет 0,32% высоты рассматриваемого слоя, если все рассматриваемые факторы находятся на верхнем уровне. В опыте, проведенном при значениях факторов, расположенных на верхних уровнях, получено $y_g = 0,307\%$, что весьма хорошо согласуется с величиной, подсчитанной по формуле.

4. Рассмотренные парные взаимодействия факторов оказывают существенное влияние на величину динамической деформации (до 25%). Учет парных взаимодействий показывает, что влияние многих факторов связано друг с другом, и в этих случаях необходимо продолжать поиски взаимовлияющих факторов для уточнения расчет-

ного полинома, нелинейность которого возрастает с увеличением числа взаимодействий.

Рассмотренный пример использования теории планирования эксперимента показал, что исследования вопросов трещинообразования должны быть максимально запланированы, начиная с определения расчетных характеристик грунтов при статических и динамических воздействиях и кончая любыми экспериментальными исследованиями в полевых и лабораторных условиях. Это не только уменьшит количество экспериментов и повысит точность результатов исследования, но и позволит, не раскрывая всей сложности процесса трещинообразования, определить ориентирующие размеры трещин и зон трещинообразования по данным натурных наблюдений и опытов с применением метода центробежного моделирования. В настоящее время в гидротехнической лаборатории ВНИИ ВОДГЕО проводятся работы по внедрению методов планирования эксперимента в различные направления исследований плотин из местных материалов, в том числе и вопросов трещинообразования.

9. АНАЛИЗ ПРОВЕДЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

На основании изложенных в этой главе материалов можно высказать следующие основные соображения и выводы.

Оценка трещинообразования связана с определением прочностных и деформативных свойств глинистых грунтов при растяжении и сдвиге. Рассмотренные в данной главе методы испытания грунтов позволяют установить основные закономерности в изменении прочностных и деформативных параметров грунтов в зависимости от их состояния, необходимые для оценки трещинообразования в ядрах и экранах плотин.

Метод прямого растяжения образцов является наиболее обоснованным с точки зрения обеспечения однородного напряженного состояния растяжения и позволяет с большой точностью определять для всех связных грунтов сцепление на разрыв в зависимости от исходных значений плотности и влажности. Недостатками метода являются сложность приготовления однородных образцов из грунтов с включениями крупнозема и невозможность определения в ряде случаев (при низких значе-

ниях влажности) относительных деформаций удлинения и модуля деформации при растяжении.

Метод балочных испытаний, являющийся наиболее сложным, в то же время дает наибольшую информацию о напряженно-деформированном состоянии образцов грунта и позволяет получить не только сцепление на разрыв, но и относительные деформации удлинения и модули деформации при растяжении.

Двухштамповый метод — наиболее простой и оперативный, особенно при применении в полевых условиях и при исследовании неоднородных скелетных материалов.

Несмотря на значительную разницу в методах проведения опытов указанными способами, все они дают весьма близкие значения сцепления на разрыв глинистых грунтов и могут с успехом применяться в исследовательской и проектной практике.

Прочностные и деформативные характеристики глинистых грунтов при растяжении (сцепление на разрыв, относительные деформации удлинения и модули деформации) зависят от типа грунта, начальных характеристик плотности и влажности, пластических свойств. Установлены следующие закономерности в изменении c_p , ϵ_p , E :

1) все искомые параметры связаны с исходными нелинейными зависимостями;

2) сцепление на разрыв глинистых грунтов возрастает с увеличением плотности и уменьшением влажности и для большинства грунтов изменяется в диапазоне 0—50 кПа;

3) сцепление на разрыв скелетных грунтов может определяться в зависимости от сцепления и процентного со-

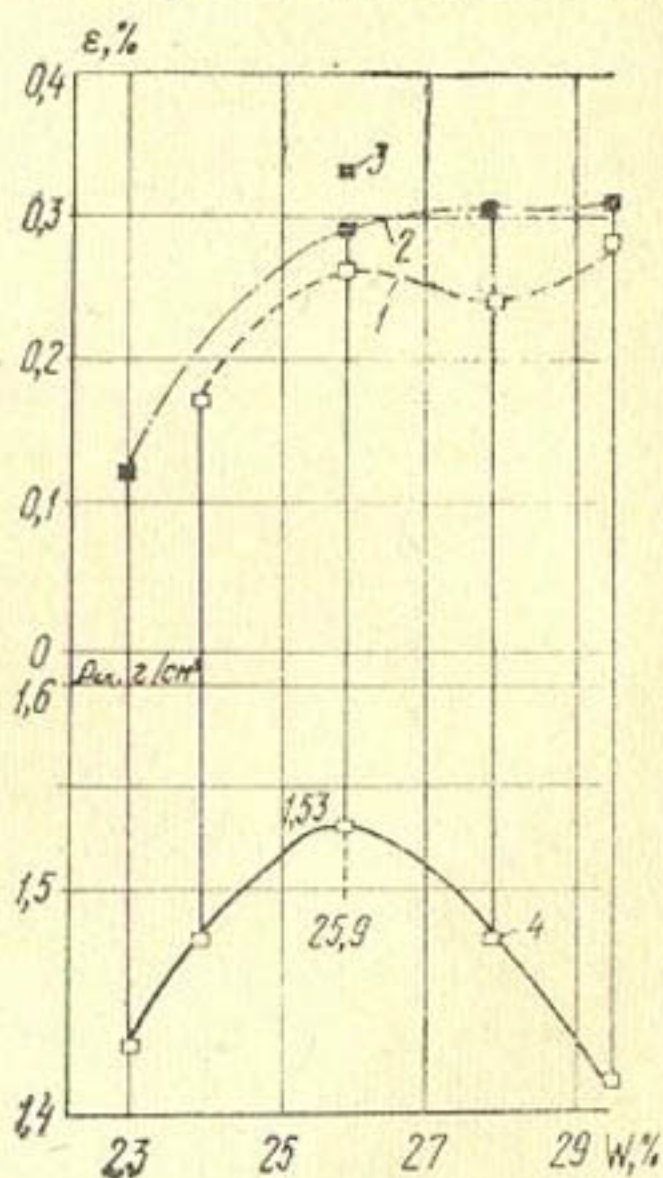


Рис. V.22. Изменение предельной величины относительных удлинений лаймстонской глины в зависимости от интенсивности приложения нагрузки ($W_T = 72\%$; $W_P = 27\%$)

1 — в течение двух суток; 2 — в течение четырех недель; 3 — в течение шести месяцев; 4 — кривая плотностей-влажностей при уплотнении по Проктору

держания мелкозема (менее 1 мм), входящего в их состав;

4) относительная деформация удлинения возрастает с увеличением влажности и для глинистых грунтов с числом текучести $W_T = 20—40\%$ изменяется в пределах до 1%;

5) модуль деформации при растяжении уменьшается с увеличением влажности и снижением плотности глинистого грунта;

6) особую роль в изменении прочностных и деформативных свойств глинистых грунтов при растяжении играет продолжительность испытания. Очевидно, что в реальном сооружении деформации грунта до разрушения протекают в течение длительного промежутка времени. При этом, естественно, происходят изменения прочностных и деформативных свойств вследствие проявления длительных эффектов типа ползучести и релаксации.

В настоящее время имеется очень мало данных по изучению влияния интенсивности нагружения или длительности испытания на сцепление на разрыв $c_p(t)$ или относительные деформации удлинения $\epsilon_p(t)$. Имеющиеся результаты, например данные опытов Леонардса, Нарайна и др., показывают, что со временем сцепление несколько уменьшается, а относительные деформации увеличиваются, причем для большинства глинистых грунтов с числом пластичности 6—45% эти изменения не превышают 30% величин, определенных при быстрых испытаниях (рис. V.22).

Таким образом, при наличии результатов длительных испытаний при оценке трещинообразования следует принимать соответствующие значения $c_p(t)$ и $\epsilon_p(t)$, а при отсутствии их с допустимым приближением принимать скорректированные на 30% значения c_p и ϵ_p , определенные по результатам быстрых испытаний.

Глава VI

ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ И ПАРАМЕТРОВ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ, ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ И ЛИКВИДАЦИЯ ТРЕЩИН В ЯДРАХ И ЭКРАНАХ ПЛОТИН

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗОН ВОЗМОЖНОГО ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ, ИХ РАЗМЕРОВ И ПАРАМЕТРОВ ВЕРОЯТНЫХ ТРЕЩИН

Анализ материалов, изложенных в предыдущих главах, позволяет сформулировать общую схему прогноза трещинообразования в ядрах и экранах каменно-земляных плотин, которая состоит из следующих основных этапов.

1. Определение зон предельного состояния растяжения и скольжения на основании теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния продольного и поперечного сечения ядра в условиях плоской или желательной пространственной задачи.

Для оценки трещинообразования следует принимать параметры деформаций, полученные при решении задачи методом конечных разностей или конечных элементов для условно-мгновенной схемы возведения плотины (желательно при переменных исходных характеристиках грунтов) с учетом поправок на действительные условия эксплуатации. Такая поправка может быть сделана в первом приближении в соответствии с экспериментально определенной величиной отношения $s_{\text{экс}}/s_{\text{стр}}$, равной 0,1—0,2 в зависимости от условий воздействия и эксплуатации, первоначальных характеристик материалов и особенностей конструкции плотины и створа (см. главу IV).

Области возникновения внутренних трещин типа скольжения могут быть в зоне контакта ядер с крутыми бортами ущелья в продольном сечении плотины и на участках сопряжения ядра с переходными зонами и упорными призмами в поперечном сечении, особенно, если

деформируемость материала призм больше, чем сжимаемость материала ядра. При этом вероятность трещинообразования должна оцениваться в соответствии с условиями прочности для сложного напряженного состояния (например, условия прочности Мора, $\sin \theta \leq \sin \varphi$) на основе анализа компонент напряжений в рассматриваемом сечении плотины, полученных расчетом по одному из указанных в главе III методов.

Для определения условий образования трещин вследствие перекоса грунта в области примыкания ядра к бортам каньона применимо предложение И. М. Васильева о нахождении предельного угла наклона бортов, при котором трещинообразование отсутствует:

$$[\alpha] = \operatorname{arctg} \frac{[\operatorname{tg} \delta] h}{S}. \quad (\text{VI.1})$$

Учитывая, однако, что наиболее опасными и часто возникающими в глинистых ядрах и экранах плотин являются открытые сквозные трещины на гребне, основное внимание следует уделять оценке именно такого типа разрушения противофильтрационных устройств.

Зоны вероятного образования поперечных трещин на гребне ядер плотин определяются в соответствии с областью распространения растягивающих напряжений или относительных продольных деформаций растяжения на гребне продольного сечения, полученных расчетом при условно-мгновенной схеме возведения плотины. В зависимости от крутизны бортов каньона и характеристик деформируемости материалов ядра относительная величина зон растяжения составляет $l_p/L = 0,3—0,6$, причем наибольшие значения зон трещинообразования соответствуют каньонам с заложениями бортов $m = 1$. Область вероятного образования трещин находится на участке наибольших растягивающих относительных деформаций ϵ_x , определяемых на основании расчета с учетом поправок на условия эксплуатации.

2. Определение характера разрушения глинистого грунта и предельных значений основных прочностных и деформативных параметров материала ядра или экрана.

Как уже указывалось, наличие зон растяжения на гребне является условием необходимым, но недостаточным для образования трещин, поскольку укладываемый в ядро глинистый грунт обладает способностью воспринимать деформации удлинения без разрыва.

Склонность глинистого грунта ядра к образованию трещин отрыва устанавливается путем анализа результатов сдвиговых испытаний при небольших давлениях (соответствующих гребневой зоне) с оценкой «параметра хрупкости» f . Если $f > 1$, грунт считается более подверженным трещинообразованию. Предельные прочностные и деформативные параметры (сцепление на разрыв $c_p(t)$ и предельные относительные удлинения $\epsilon_p(t)$ в зависимости от времени) следует определять для заданного грунта с соответствующими исходными значениями плотности, влажности и содержания мелкозема на основе испытаний образцов грунта в условиях растяжения по одной из указанных в главе V методик. Для предварительных оценок этих значений можно использовать обобщенные графики зависимостей $c_p = f(h, G)$; $\epsilon_p = f(h, G)$, полученные с учетом понятий о гомологических влажностях и поправок (до 30%) на длительность протекания деформаций.

3. Определение вероятности появления трещин на гребне ядер и экранов плотин на основе использования соответствующих условий прочности.

Для рассматриваемых в данном случае условий, близких к одноосному растяжению, достаточно приемлемо применение I и II теории прочности. Предполагается, что трещины на гребне могут образовываться в том случае, если расчетные максимальные растягивающие напряжения σ_x и относительные деформации растяжения ϵ_x к моменту предполагаемого образования трещины на гребне больше соответствующих действительных, свойственных данному грунту, предельных величин сцепления на разрыв или относительных удлинений, определяемых опытным путем, т. е.

$$\begin{aligned} &\sigma_x > c_p(t) \\ \text{или} \quad &\epsilon_x > \epsilon_p(t). \end{aligned} \tag{VI.2}$$

4. Нахождение основных параметров (ширины раскрытия и глубины распространения) поперечных трещин на гребне ядра или экрана.

Анализ эпюры распределения относительных деформаций растяжения позволяет приближенно установить основные параметры трещин на гребне. Величина раскрытия трещины в какой-либо точке определяется, по сути дела, разностью расчетных суммарных перемещений данной точки и реально возможных, обусловленных

способностью растяжения данного грунта. Из рассмотрения несложной схемы на рис.VI.1 нетрудно определить ширину раскрытия:

$$\delta = x (\varepsilon_x - \varepsilon_p), \quad (\text{VI.3})$$

где ϵ_x — расчетная, скорректированная величина эксплуатационных относительных деформаций удлинения;

ϵ_p — предельная для данного грунта величина относительных удлинений с учетом времени;

x — расстояние от борта до рассматриваемой точки.

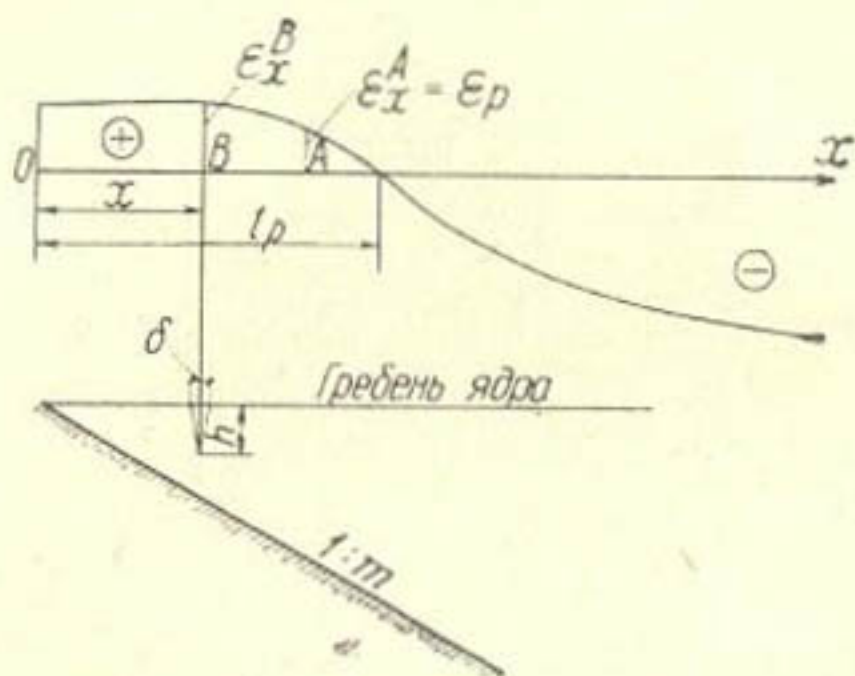


Рис. VI.1. Схема к определению параметров поперечных трещин на гребне ядра

Ширина наибольшей трещины определится при введении в расчет значения максимальной расчетной деформации растяжения.

Глубина распространения наибольшей трещины может быть определена расчетом в соответствии с глубиной распространения относительных деформаций растяжения ϵ_x , больших предель-

ных для исследуемого грунта. Для приближенной оценки глубины поперечной трещины можно использовать условия предельного равновесия для устойчивого вертикального откоса (Д. Лоу, Ю. И. Сватеев и др.), из которого имеем

$$h_{\text{TP}} = \frac{2 c_c \cos \varphi}{\rho_{\text{BJ}} (1 - \sin \varphi)}, \quad (\text{VI.4})$$

где φ и c_c — угол внутреннего трения и сцепление материала с плотностью $\rho_{вл}$ при сдвиге.

Нам представляется, что для определения параметров трещин разрыва на гребне ядер и экранов и их эволюции является перспективным использование закономерностей механики хрупкого разрушения [38]. Предлагаемые же способы оценки на данном этапе изучения

вопроса дают вполне удовлетворительные результаты и позволяют в целом охарактеризовать условия и параметры трещинообразования в глинистых ядрах и экранах каменно-земляных плотин.

Пример. Требуется оценить вероятность появления и параметры поперечных трещин на гребне ядра каменно-земляной плотины высотой 4,5 м. Исходные характеристики глинистого грунта ядра: $W_T = 20,6\%$, $W_p = 13,6\%$, $W_{опт} = 14\%$, $\rho_{ск} = 1,65 \text{ г/см}^3$. Срок возведения плотины 1 год. Необходимые для оценки трещинообразования параметры деформируемости и прочности получены на основании соответствующих экспериментов и равны: $E_{ср} = 7 \text{ МПа}$, $c_p = 8 \text{ КПа}$, $\epsilon_p = 0,11\% = 0,0011$. Плотина возводится в треугольном каньоне с заложением бортов $m = 1$.

На основании расчета продольного сечения ядра плотины методом конечных разностей при заданных исходных характеристиках и условно-мгновенной схеме возведения строим эпюру относительных продольных деформаций растяжения на гребне (см. рис. III.5).

В соответствии с распространением растягивающих деформаций получаем относительную протяженность зоны растяжения, в которой вероятно трещинообразование. Для рассматриваемого случая имеем $l_p/2L = 0,25$, т. е. зоны растяжения располагаются на участке длиной примерно 22 м от каждого борта. Области максимальных значений относительных растягивающих деформаций, где следует ожидать наибольших трещин, находятся на расстоянии 8—10 м от бортов. Максимальные относительные деформации удлинения в данном случае получены для заданных исходных характеристик $\epsilon_x^{\text{макс}} = 1,5\% = 0,015$. С учетом поправки на условия эксплуатации (принимая с некоторым запасом $s_{\text{экс}}/s_{\text{сгр}} = 0,15$) имеем для оценки трещинообразования $\epsilon_x^{\text{экс}} = 0,225\% = 0,00225$.

Предельные значения сцепления на разрыв $c_{p(t)}$ и относительные удлинения $\epsilon_{p(t)}$ с учетом временных факторов типа ползучести и релаксации определяются с поправкой на 25% (см. главу V); $c_{p(t)} = 6 \text{ КПа}$, $\epsilon_{p(t)} = 0,14\% = 0,0014$.

Сопоставление расчетных $\epsilon_x^{\text{экс}}$ и опытных значений $\epsilon_{p(t)}$ показывает, что $\epsilon_x^{\text{экс}} = 0,225\% > \epsilon_{p(t)} = 0,14\%$, т. е. можно утверждать, что трещины будут образовываться. Ширина раскрытия наибольшей предполагаемой трещины на гребне в соответствии с формулой (VI.3) составит около 1 см. Глубина распространения этой трещины в соответствии с формулой (VI.4) и характерными для заданного грунта значениями угла внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$ и сцепления при сдвиге $c_c = 20 \text{ КПа}$ составит $h_{тр} \approx 3 \text{ м}$.

Полученные параметры вполне достоверны для заданных условий, что подтверждается как данными натурных наблюдений (см. главу I), так и результатами экспериментальных исследований на центрифуге. Некоторые коррективы в такой расчет могут быть внесены при учете пространственности работы конструкции плотины в соответствии с рекомендациями главы III и при наличии результатов длительных испытаний прочности и деформируемости грунтов в условиях растяжения.

Аналогичный порядок оценки трещинообразования справедлив и для других схем и условий.

2. ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИМЕРЫ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ

Становится очевидным, что рациональное проектирование конструкции плотины и ее элементов, назначение исходных параметров грунтов при возведении, способ возведения и условия эксплуатации могут способствовать уменьшению опасности возникновения трещин в ядрах и экранах каменно-земляных плотин. Анализ влияния различных факторов на напряженно-деформированное состояние плотины и прочностные свойства грунтов позволяет высказать ряд предложений, направленных на повышение надежности работы сооружения, в частности на предотвращение трещинообразования.

Представляет значительный интерес рассмотрение некоторых конкретных примеров из практики возведения плотин, при проектировании и строительстве которых учитывалась возможность трещинообразования и предусматривался ряд мероприятий по предотвращению образования трещин.

Плотина Утард (Канада) высотой 122 м расположена в каньоне с уклонами правого и левого бортов соответственно 1:4 и 4:1. Основание преимущественно скальное (рис. VI. 2,а). Строительство было начато летом 1960 г. и закончено осенью 1968 г.

Плотина состоит из центрального, слегка наклонного ядра из уплотненной моренной глины, укладываемой слоями 25 см с уплотнением за шесть проходов 50-тонным пневмокатком, из двух относительно широких переходных зон из уплотненного песка и гравия (слоями 30 см с таким же уплотнением) и упорных призм из каменной наброски. Причем упорная призма по степени уплотнения и методу укладки разделялась на три зоны: первая, расположенная ближе к ядру, укладывалась слоями около 75 см с уплотнением за шесть проходов 10-тонным виброкатком, вторая — слоями 120 см, а третья — большими слоями без уплотнения. Верховой и низовой откосы плотины имеют заложение соответственно 1,85 и 1,75. Зерновые составы материалов ядра и переходных зон представлены на рис. VI. 2,б.

При проектировании плотины в основном учитывалась возможность трещинообразования, которое предполагалось вследствие несимметричности каньона с весьма крутым левым бортом и недостаточной пластичности

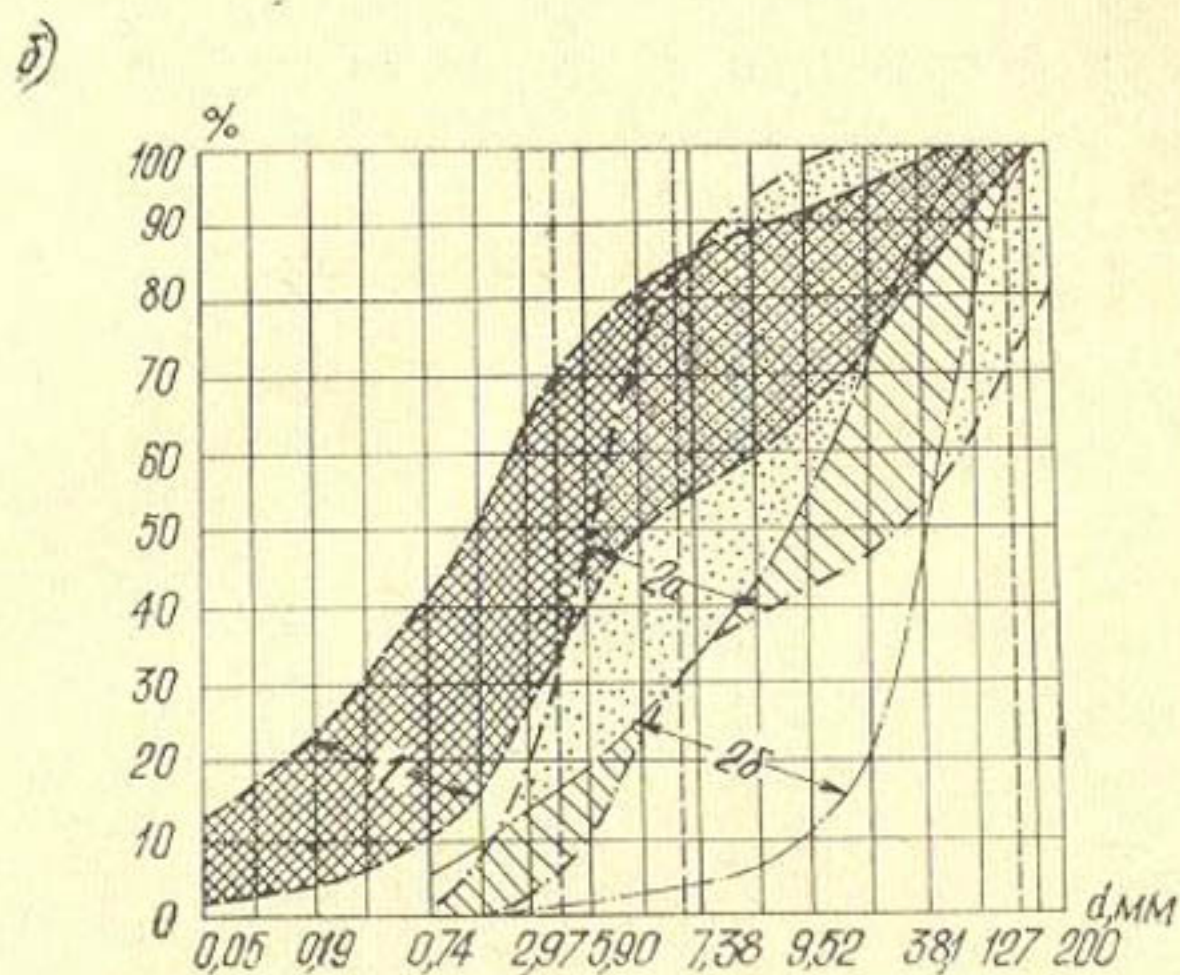
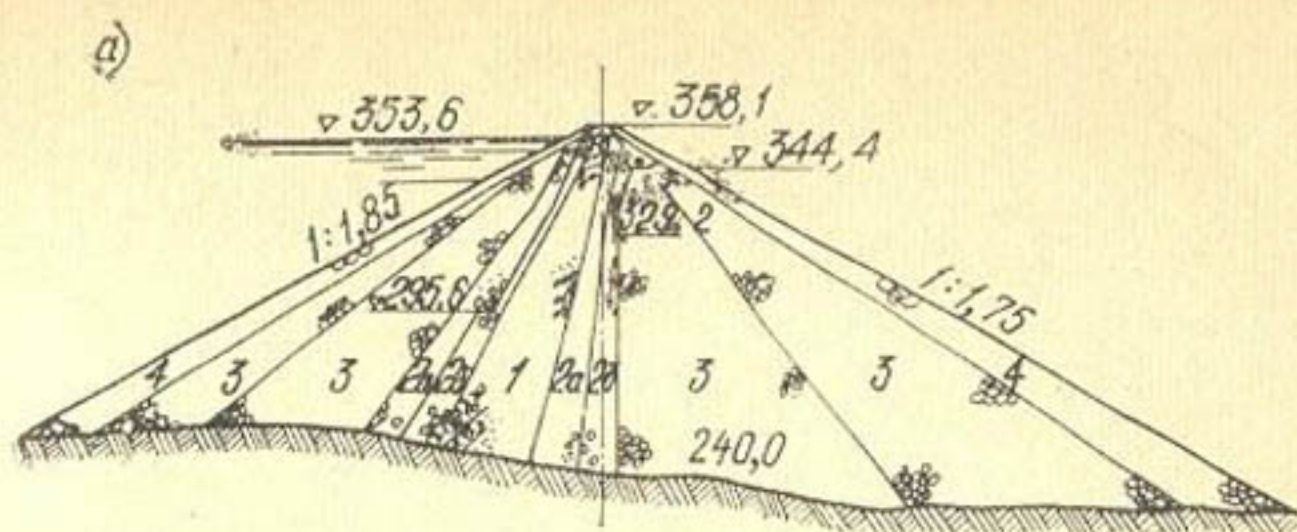


Рис. VI.2. Поперечный разрез (а) и кривые зерновых составов материалов (б) плотины Утард

1 — ядро; 2 — переходные зоны; 3 — упорные призмы; 4 — пригрузка из отборного камня

материала довольно тонкого ядра. Наиболее вероятные трещины ожидалось на гребне плотины, поперечные по отношению к оси ядра.

Недостаточная пластичность материала ядра (в частности, определяемая малым количеством глинистых частиц $d < 0,002$ мм менее 5%; $d > 150$ мм около 15%) явилась одним из факторов, определивших выбор типа сооружения. Наклон центрального ядра был принят исходя из того, что бо́льшая часть каменной наброски с низовой стороны может укладываться независимо от ядра, хорошо уплотняться и претерпевать значительные осадки до того, как ядро будет на нее опираться. Кроме того, наклон ядра позволял предусмотреть более широкие переходные зоны с минимальными конструктивными изме-

нениями и без общего увеличения объема работ. Ядро было достаточно тонким из-за ограниченных сроков укладки ввиду неблагоприятных климатических условий, но с некоторым уширением у левого крутого борта. Такие уширения, во-первых, удлиняют путь фильтрации на контакте с бортом и, во-вторых, уменьшают опасность образования сквозной трещины в зоне наиболее вероятных максимальных растяжений.

На контакте с основанием предусматривалась укладка более пластичного глинистого материала с влажностью выше оптимальной слоем толщиной до 1,5 м, что должно было способствовать, по мнению специалистов, лучшей монолитности контакта. Особое внимание уделялось качеству материала, укладываемого в гребневую зону. При этом критериями желательных свойств материала считались повышенная его пластичность ($W_n > 12\%$), позволяющая грунту значительно деформироваться, приспособившись к неравномерным деформациям, и способность к самозалечиванию образовавшихся трещин. Используемый материал (моренная глина с включениями гравия) считался хорошо самозалечивающимся, а для увеличения пластичности в грунт, укладываемый в верхние зоны, добавляли некоторое количество бентонита. Для обеспечения лучшего примыкания и удобства укладки на крутом левом берегу неровности и уступы были сглажены путем устройства бетонной подготовки с уклоном, примерно равным среднему уклону борта. Переходные зоны за ядром были запроектированы достаточно широкими, и специально был подобран их состав (песок, гравий) с целью предотвращения вымыва материала ядра при образовании трещины. Для уменьшения размеров зон возможных растяжений было решено несколько изогнуть ось плотины в плане (с радиусом кривизны около 800 м), чтобы создать некоторый эффект распора, аналогичный существующему в арочных плотинах. Учитывая, что во многих случаях трещины образуются в момент заполнения водохранилища, был разработан специальный график заполнения; в частности, предусматривалось, что водохранилище на высоте последних 60 м будет заполнено в течение примерно 9 месяцев, т. е. достаточно медленно.

В процессе строительства, учитывая все же весьма большие наблюдаемые осадки материалов, было предусмотрено создание дополнительного экрана в верхней

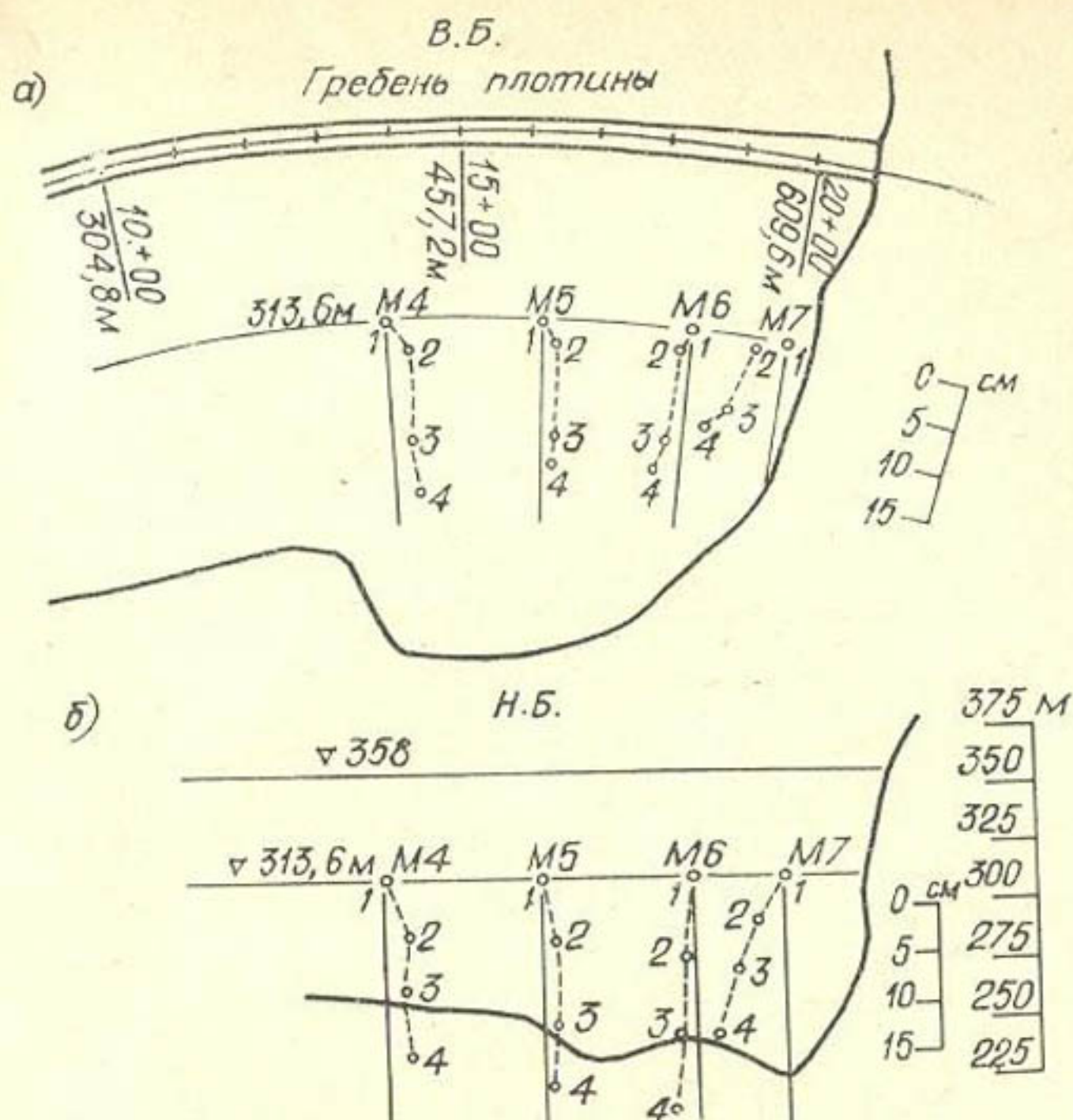


Рис. VI.3. Данные измерений горизонтальных перемещений в плане (а) и вертикальных перемещений в продольном сечении (б) плотины Утард

1 — на 25/XI 1967 г.; 2 — на 2/IV 1968 г.; 3 — на 5/IX 1968 г.; 4 — на 7/XII 1968 г.

части ($1/5$ высоты) ядра и уширение переходных зон. Для увеличения пластичности материала верхней зоны ядра до $W_n = 12\%$ потребовалось бы добавление примерно 2% бентонита (на основании экспериментальных исследований), что оказалось бы весьма дорогостоящим мероприятием и не обеспечивающим полностью эффективной работы ядра в отношении его монолитности при растяжении. Рассматривались два варианта дополнительного экрана (из листовой стали или дерева либо в виде траншеи, заполненной смесью песка с бентонитом на глубину 3 м).

Однако данные наблюдений за поведением ядра, возведенного до $4/5$ всей высоты, в период временного прекращения работ (в конце 1967 г.) визуально и по специ-

альным инклинометрам показали, что никаких трещин не наблюдалось. Это позволило считать, что все принятые мероприятия оказались достаточно эффективны, и от устройства дополнительного экрана отказались. В части уширения переходных зон было решено видоизменить их проектные очертания с увеличением толщины в верхних частях ядра.

Для наблюдений за деформациями и фильтрацией плотина была оснащена большим количеством измерительной аппаратуры, располагаемой в двух основных сечениях. С целью обнаружения поверхностных трещин гребень плотины был покрыт слоем битумизированного бетона, что позволяло наблюдать за поведением гребня. Замеренные горизонтальные и вертикальные деформации (рис. V.3) подтвердили в целом ожидаемые особенности деформирования плотины в каньоне, в частности наличие значительных деформаций вблизи крутого борта. Однако, поскольку в дальнейшем трещины не появились, можно считать, что принятые меры способствовали значительному снижению неблагоприятных тенденций в деформировании ядра и соответственно снижению опасности трещинообразования в нем.

Плотина Тарбела (Пакистан) с ядром высотой более 100 м. Для ядра подобран материал (состоящий из смеси ила, песка, гравия и галечника), способный самозалечивать образовавшуюся трещину. Предполагалось, что при образовании трещин материал начнет быстро размываться, крупные фракции будут отделяться от мелких и осыпаться со стенок трещины в центр, создавая, таким образом, некоторое подобие фильтра. При хорошо подобранном материале основной переходной зоны крупные фракции не будут выноситься из трещины дальше фильтра, и в этом случае должна произойти стабилизация в развитии трещины.

Верховой непроницаемый понур на плотине Тарбела расположен на глубоком слое аллювия в центре и опирается на скальные борта по обеим сторонам долины. Предполагалось значительно пригрузить участок опирания понура на аллювиальные отложения, чтобы предупредить дальнейшие нежелательные осадки в этих местах.

Учитывая все же большую опасность образования поперечных трещин в гребневой зоне вследствие неравномерных деформаций материала в каньоне, было решено

Figure 1 consists of three parts: a) Plan view of the dam, showing the crest, slopes, and foundation. The crest is at elevation 755 and 762. The slopes are 1:2.25 and 1:2. The foundation is at elevation 500. b) Elevation view of the dam, showing the profile and internal structure. The vertical axis is labeled 'M' and ranges from 500 to 750. The horizontal axis is labeled 'd, mm' and ranges from 0.1 to 1000. c) Graph of the percentage of material used versus the diameter of the material. The vertical axis is labeled '%' and ranges from 0 to 100. The horizontal axis is labeled 'd, mm' and ranges from 0.1 to 1000. The graph shows three curves: 1 (solid line), 2 (dashed line), and 3 (dotted line). The area under curve 1 is shaded with diagonal lines, the area under curve 2 is shaded with horizontal lines, and the area under curve 3 is shaded with vertical lines.

1 — ядро; 2 — упорные призмы; 3 — пригрузка откосов; 4 — крепление верхового откоса; 5 — аллювиальные русловые отложения; 6 — границы залегания пластов в основании; 7 — первоначальное очертание каньона; 8 — граница врезки ядра в основание

лее равномерно распределить деформации в этих опасных областях.

Плотина Майка (Канада) высотой около 235 м, длиной по гребню около 790 м с достаточно крутыми бортами (рис. VI.4). При проектировании и возведении плотины (начало строительства в 1967 г.) предусматривалось снижение опасности трещинообразования в ядре. Основание плотины скальное с небольшими террасовыми отложениями, которые были удалены в котловане под ядром. Центральное ядро выполнено из глинистых моренных грунтов, упорные призмы выполнены из песчано-гравелистой смеси. Зерновые составы материалов представлены на рис. VI.4, в.

Учитывая значительную крутизну склонов, способствующую развитию неравномерных деформаций и образованию зон растяжений, были разработаны специальные рекомендации, направленные на уменьшение опасности трещинообразования. Ось плотины слегка изгибалась в сторону верхнего бьефа. Ядро имело наклон, что частично позволяло независимо возводить низовую призму с опережением прохождения интенсивных осадок до устройства ядра. Прочностные свойства моренной глины для ядра (сжимаемость, сопротивление сдвигу и т. п.) незначительно отличались от свойств материалов упорных призм, что должно было способствовать более благоприятной совместной работе отдельных элементов без образования нежелательного арочного эффекта и различных скачков в деформациях на контакте ядра с призмами. По направлению к бортам и основанию ядро несколько расширялось, причем по гребню это расширение было на протяжении 160 м от каждого берега, где и ожидалась зоны растяжения. Материал упорной призмы уплотняли весьма тщательно (слоями по 30 см), что должно было обеспечить его минимальные последующие осадки. При подготовке основания под ядро удаляли все рыхлые отложения, а также сглаживали резкие уступы. На некоторых участках укладывали слой бетона для заполнения впадин. Значительный выступ на правом берегу был выложен до заложения 1,5. В процессе укладки тщательно контролировали зерновой состав материалов, плотность и влажность.

Проведение указанных мероприятий предусматривало уменьшение опасности трещинообразования.

3. ОСНОВНЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУКЦИИ, МАТЕРИАЛАМ, СПОСОБАМ ВОЗВЕДЕНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ПЛОТИН, СПОСОБСТВУЮЩИЕ ПРЕДОТВРАЩЕНИЮ ТРЕЩИН

Анализ данных натурных наблюдений, а также результаты оценки напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин и свойств материалов позволяют высказать целый ряд соображений о необходимых требованиях к конструкции плотин, ядер и экранов, материалам, условиям возведения и эксплуатации, соблюдение которых может способствовать уменьшению (или полному исключению) опасности трещинообразования в противофильтрационных элементах.

При выборе створа необходимо учитывать форму каньона. Особенно нежелательна ярко выраженная несимметричность формы. Наиболее неблагоприятными в отношении вероятности трещинообразования на гребне являются каньоны с заложением $m \approx 1$.

Ядро плотины следует сопрягать со скальным (практически недеформируемым) основанием с обязательной зачисткой бортов и удалением имеющихся в зонах контакта сжимаемых отложений. При сильно трещиноватом основании необходимо предусмотреть укрепительную цементацию. Запрещено располагать ядро на участке различных тектонических сбросов. Резкие выступы и переломы в основании на контакте с ядром следует выположивать, при этом в ряде случаев целесообразно устраивать бетонную выравнивающую подготовку.

Для уменьшения опасности появления трещин, если это позволяют условия топографии (при сохранении или незначительном увеличении объема всех работ), рекомендуется оси плотины придавать криволинейное очертание с выпуклостью в верхний бьеф. Ядро целесообразно делать наклонным (в пределах уклона низовой грани 1:0,2 в нижний бьеф) с целью обеспечения возможности раздельной укладки материалов ядра и упорных призм. Следует иметь в виду, что предшествующая отсыпка упорных призм способствует тому, что значительная часть деформаций протекает до устройства наклонного ядра, опирающегося на призму. Это обстоятельство приобретает особо важное значение при строительстве плотин с экранами, когда осадка экрана (его из-

гиб) полностью зависит от осадок находящегося под ним материала фильтров и упорных призм. В связи с этим представляется целесообразным зонирование материала упорных призм, особенно с низовой стороны. При этом материал, прилегающий к экрану или наклонному ядру, должен быть тщательно уплотнен с целью уменьшения его последующих осадок в процессе эксплуатации. Рекомендуется также некоторое расширение ядра в приконтактных к основанию и бортам зонах, особенно на участках ожидаемого распространения зон растяжения на гребне.

Безусловно, что применение материалов для устройства ядра (экрана) и упорных призм плотин, обладающих близкими деформативными свойствами, будет способствовать более нормальной работе сооружения. Однако очевидно, что связные грунты, укладываемые в ядро (экран), и крупнообломочные, укладываемые в упорные призмы, обладают различными свойствами. Тем не менее по возможности необходимо стремиться к приближению деформативных свойств грунтов различных элементов. В связи с этим скелетный материал (глинистый с крупнозернистыми включениями) более предпочтителен, чем чисто глинистый, так как значительно снижается опасность появления арочного эффекта в поперечном сечении на контакте ядра с призмами, а также изменяются условия деформирования ядра в продольном направлении (см. главу III). В верхнюю часть такого ядра (толщиной до 10 м) следует укладывать материал более пластичный, чем основной скелетный (с числом пластичности более 8—10%), способный воспринимать большие деформации удлинения при образовании зон растяжения на гребне. Такой материал может быть получен обогащением скелетного грунта путем отсева крупных фракций или добавки чистого суглинка или глины либо для устройства этих зон требуется другой, более пластичный материал. Скелетный материал, по мнению ряда авторов, является более благоприятным в отношении самозалечивания трещин под действием фильтрационного потока [23].

В приконтактную зону желательно укладывать скелетный материал с пониженным содержанием крупнозема (фракции не крупнее 50—60 мм), что обеспечивает лучшие условия примыкания ядра к основанию и облегчает устройство надежного контакта.

При использовании для ядра или экрана глинистых грунтов без включений верхнюю зону возможного растяжения следует выполнять из материала, укладываемого при влажности несколько выше (на 2—3%) оптимальной.

В процессе укладки материал необходимо тщательно уплотнять в соответствии с заданными техническими условиями. При этом при устройстве вертикального ядра укладка материалов ядра, переходных зон и упорных призм должна осуществляться без опережения возведения отдельных элементов. При устройстве наклонного ядра или экрана укладка материала упорной призмы и фильтров должна, наоборот, производиться с опережением, что способствует протеканию их основных осадок до возведения противифльтрационного элемента, опирающегося на эти материалы.

Учитывая, что значительные деформации, часто приводящие к образованию зон предельного состояния, происходят в период наполнения водохранилища вследствие увеличения нагрузки и «просадки» материала верховой призмы при замачивании, весьма желательно наполнять водохранилище одновременно с возведением плотины. Тогда осадки от нагрузки воды верхнего бьефа произойдут в строительный период, и в дальнейшем сработка и наполнение водохранилища будут сказываться менее существенно на увеличении деформаций материалов плотины в эксплуатационный период.

В процессе возведения необходимо осуществлять контроль за плотностью и влажностью материала, зерновым составом, ни в коем случае не допуская расслоения грунта при укладке, вызывающего нежелательную неоднородность материала сооружения. Особое внимание следует уделять подбору состава переходных зон. Как указывалось в главе I, в ряде случаев вследствие неудовлетворительного подбора составов фильтров и плохого их уплотнения наблюдается интенсивное разрушение (размыв) грунта ядра или экрана и возникает повышенная сосредоточенная фильтрация по образовавшейся трещине (например, плотина Болдерхед). Подбор фильтров с учетом образования трещин может производиться по существующим рекомендациям ВНИИ ВОДГЕО [44], ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева или Гидропроекта [23, 37].

При достаточном технико-экономическом обоснова-

нии могут быть рекомендованы следующие мероприятия по предотвращению трещинообразования.

1. Замедление укладки последних слоев грунта ядра или экрана на высоту около 10 м до прохождения основных осадок ранее возведенной насыпи после наполнения водохранилища на срок примерно один—два года. Грунт, укладываемый в верхнюю часть, не должен переуплотняться и иметь влажность выше оптимальной.

2. Устройство дополнительного за основным ядром или экраном защитного тонкого экрана из пластичного грунта на глубину возможного образования трещин после окончания строительства и наполнения водохранилища. Для этого отрывают траншею соответствующей глубины и засыпают ее непроницаемым грунтом.

3. Армирование металлическими или железобетонными конструкциями верхней части ядра или экрана на участках, где предполагается образование опасных зон растяжения.

Безусловно, такие мероприятия вызывают некоторое увеличение стоимости сооружения, однако в ряде случаев они могут оказаться необходимыми (например, очень крутые, неровные борта каньона, сильно сжимаемые прослой материала в основании, сейсмические воздействия и т. п.).

В заключение следует рассмотреть вопросы предотвращения и «лечения» не очень опасных и все же нежелательных трещин от усушки, усадки и т. п. Такие трещины могут образовываться при временном прекращении укладки грунта ядра или экрана под воздействием климатических факторов. В таких случаях при возобновлении работ необходимо перерабатывать или удалять растрескавшийся поверхностный слой грунта перед укладкой нового. После завершения строительства плотины поверхность ядра или экрана следует покрывать слоем несвязного грунта (не менее 2—3 м), а при наличии дороги на гребне — дополнительно слоем дорожного покрытия.

Необходимость знания действительного поведения плотины в процессе строительства и эксплуатации и своевременного обнаружения различных нарушений в работе сооружения, в частности образования трещин, обусловила развитие методики и техники натурных наблюдений. Как уже указывалось, в последние годы все высокие плотины из местных материалов (Гепач, Ин-

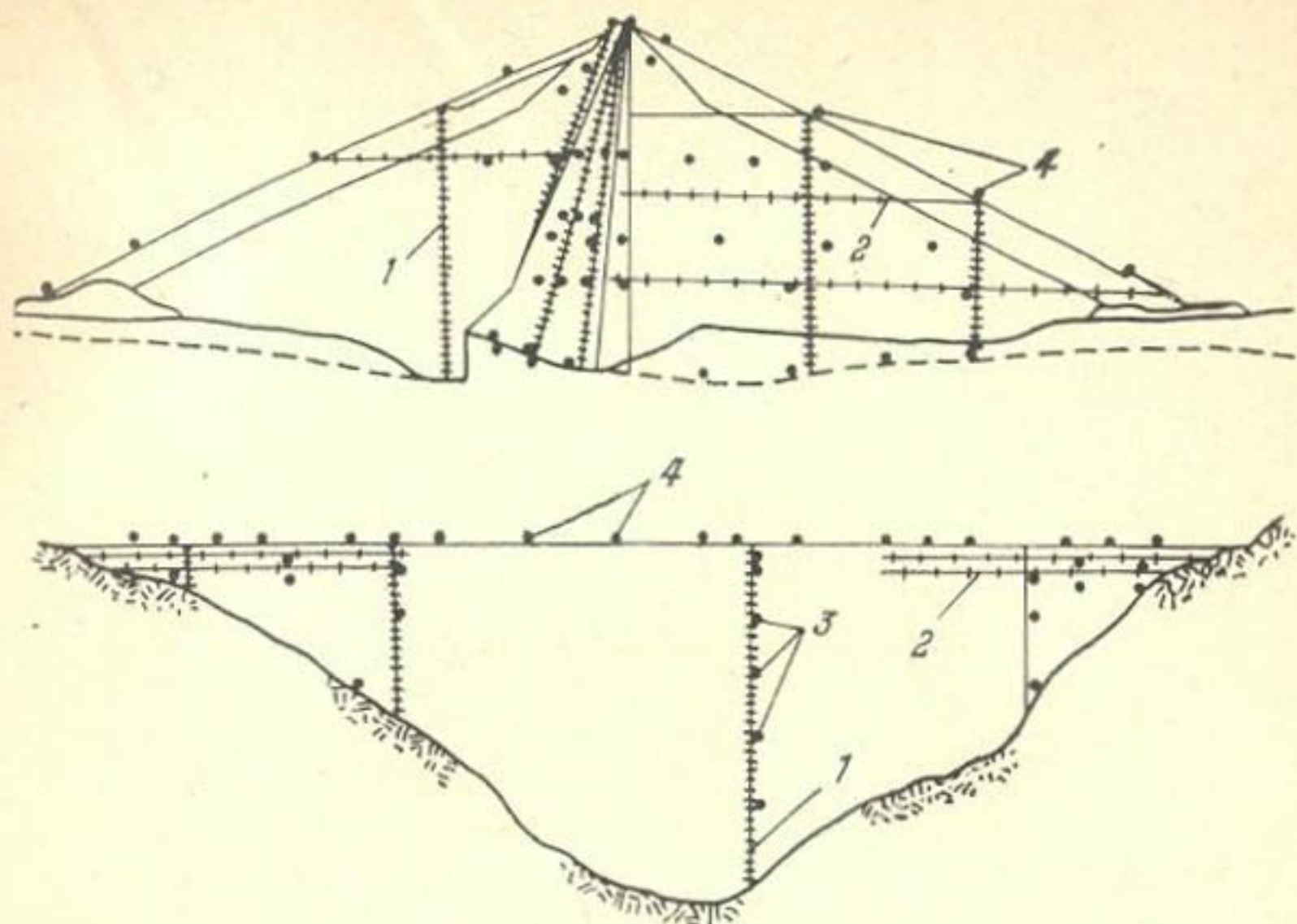


Рис. VI.5. Схемы расположения контрольно-измерительной аппаратуры в поперечном и продольном сечениях плотины Майка

1 и 2 — вертикальные и горизонтальные инклинометры; 3 — динамометры давления; 4 — поверхностные марки

фернильо, Нетцахуалкойотл, Лин Бриан, Утард, Майка, Чарвакская, Нурекская, Сарсангская и др.) оснащают большим количеством контрольно-измерительной аппаратуры, позволяющей получить данные о напряженно-деформированном состоянии, поровом давлении, фильтрации и трещинообразовании. При этом схемы размещения контрольно-измерительной аппаратуры обосновываются предварительным прогнозом изучаемых параметров [46].

В качестве примеров наиболее рациональных схем размещения контрольно-измерительной аппаратуры можно указать плотины Нурекской и Чарвакской ГЭС, Лин Бриан, Майка, Картерс (рис. VI.5, VI.6).

Разработанная соответствующая аппаратура [7, 72] (поверхностные и глубинные марки, гидравлические марки, вертикальные и горизонтальные инклинометры, экстензометры, динамометры и пьезодинамометры, пьезометры) позволяет измерять необходимые величины с достаточно большой точностью. Не останавливаясь детально на общих принципах построения схемы натурных наблюдений [7, 46], отметим лишь те особенности уста-

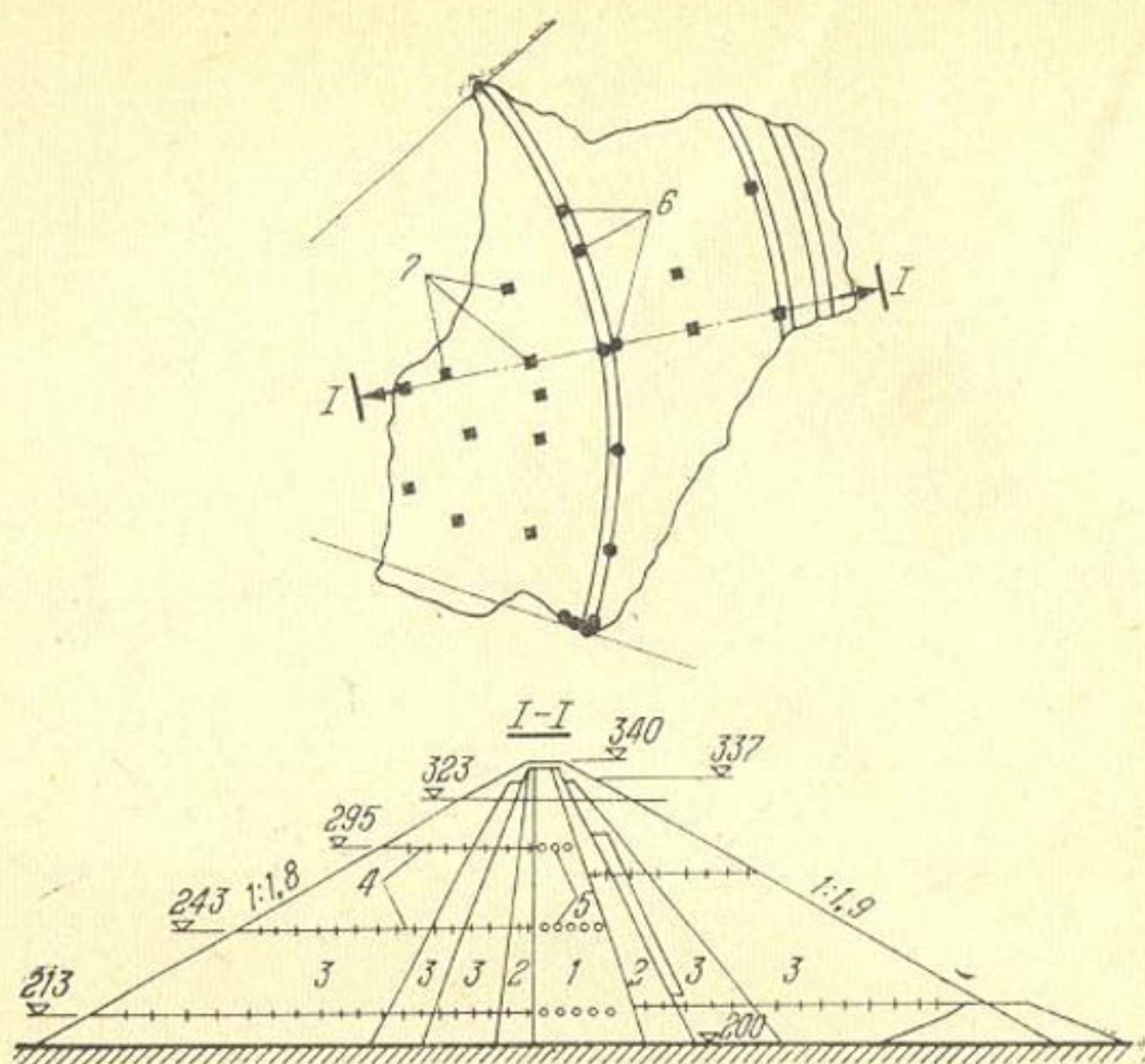


Рис. VI.6. Схемы расположения контрольно-измерительной аппаратуры в поперечном сечении и плане плотины Картерс

1 — ядро; 2 — переходные зоны; 3 — упорные призмы; 4 — горизонтальные инклинометры; 5 — датчики давления; 6 — вертикальные инклинометры; 7 — кабины с измерительной вторичной аппаратурой

новки аппаратуры, которые связаны с контролем за трещинообразованием. С точки зрения трещинообразования наиболее опасные зоны наблюдаются в поверхностных частях ядра или экрана, особенно вблизи примыкания их к бортам каньона (зоны растяжения), в местах сопряжения ядра с крутыми бортами ущелья на значительной глубине (зоны сдвига) и в средней части ядра в поперечном сечении плотины в зонах образования арочного эффекта. Поэтому в этих областях желательно устанавливать больше измерительных приборов. В частности, в продольном сечении ядра или экрана на расстоянии примерно $(0,4—0,6) L$ от бортов необходимо кроме вертикальных и горизонтальных инклинометров закладывать экстензометры для определения относительных деформаций растяжения. Для оценки арочного эффекта в зоне сопряжения ядра с фильтрами и упорными призмами следует устанавливать инклиномет-

ры отдельно в каждом из сопряженных элементов совместно с динамометрами давления и пьезодинамометрами. Большое количество пьезометров, особенно вблизи низовой грани ядра, должно способствовать своевременному обнаружению участков сосредоточенной фильтрации, являющихся следствием трещинообразования.

Наблюдения должны проводиться регулярно в процессе как строительства, так и эксплуатации и очень тщательно в особые периоды (временное прекращение возведения, наполнение и опорожнение водохранилища, период землетрясений и т. п.).

Конструкции приборов, применяемых для указанных целей, достаточно подробно описаны в работах [7, 32, 70—73].

4. МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЛИКВИДАЦИИ ПОЯВИВШИХСЯ ТРЕЩИН

Как уже указывалось, в ряде случаев, несмотря на проведение различных мероприятий при определенных условиях, трещины все же образуются, поэтому целесообразно рассмотреть возможные способы их ликвидации и ремонта разрушающегося сооружения.

Поскольку поперечные трещины, образующиеся в верхней зоне, могут пересекать ядро и создавать сосредоточенные пути фильтрации, в этих случаях совершенно необходимы восстановительные работы. Если трещины не очень глубокие, достаточно вырыть траншеи и заполнить их непроницаемым материалом с уплотнением. Такое мероприятие оказывается эффективным в том случае, если осадки, которые вызвали трещины, в основном уже закончились и в дальнейшем не ожидается значительного увеличения растягивающих деформаций. Такие трещины можно заполнить смесью песка и бен-тонита, а в ряде случаев только песком. При этом можно предположить, что поскольку такие трещины составляют весьма небольшую часть от всего непроницаемого фронта, то и фильтрация будет незначительной и не опасной для сооружения. Однако в этом случае должен быть хорошо подобраный фильтр с низовой стороны, препятствующий вымыву песчаных частиц.

Кроме того, трещину в продольном направлении можно пересекать траншеей, заполненной новым материалом, например песком. При наличии растягивающих де-

формаций в этой зоне из несвязного материала не будут образовываться открытые трещины, а просыпающийся в открытую трещину песок будет препятствовать ее развитию. В некоторых случаях для пересечения трещин можно устраивать шпунтовую стенку на необходимую глубину.

Горизонтальные внутренние трещины могут быть точно обнаружены (учитывая данные наблюдений за фильтрацией) путем бурения. Защитной мерой в этом случае может быть либо цементация зон трещинообразования, либо устройство диафрагмы из пластичной глины или бетона, как было сделано на плотине Болдерхед. При этом, однако, необходимо предотвратить засорение фильтра, расположенного за ядром и диафрагмой, инъецируемым раствором. На невысоких плотинах для предотвращения повышенной фильтрации можно устраивать шпунтовую стенку во всей области, подверженной трещинообразованию.

Продольные трещины, развивающиеся на гребне, обычно не представляют большой опасности для сооружения, за исключением тех случаев, когда они, по существу, являются трещинами закола, предшествующими образованию криволинейных поверхностей оползания откосов плотины. В областях появления таких трещин желательно перерабатывать грунт и укладывать новый материал или заполнять неглубокие трещины несвязным материалом (песком или грунтом фильтра). Такое же примерно мероприятие должно быть осуществлено при ликвидации поверхностных трещин от усушки, промораживания и т. п.

Следует отметить, что предлагаемые способы, безусловно, не исчерпывают всех возможных мероприятий. Как показал анализ данных по ликвидации трещин на существующих плотинах, такие ремонтные работы в каждом случае обосновываются конкретными условиями образования трещин, а также наличием оборудования и материалов, которые могут быть использованы для ремонта, и с учетом соображений, касающихся прогноза дальнейшего поведения данного сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Безухов Н. И. Теория упругости и пластичности. М., Гостехиздат, 1953.
2. Борткевич С. В. Основные требования к качеству скелетно-глинистых ядер каменно-земляных плотин. «Гидротехническое строительство», 1973, № 8.
3. Боткин А. И. О прочности сыпучих и хрупких материалов. — Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1940, 40,1.
4. Буренкова В. В. Трещины в противофильтрационных устройствах плотин из местных материалов и требования, предъявляемые к фильтрам. — Труды ВНИИ ВОДГЕО. 1967, № 18.
5. Васильев И. М. Определение прочности ядра при неравномерных его осадках. — Ученые записки аспирантов и соискателей. Гидротехника, Л., Изд. ЛПИ им. М. И. Калинина, 1964.
6. Вопросы механики грунтов и строительства на лессовых основаниях. — Сб. статей под редакцией Г. М. Ломизе. Грозный, Чечено-ингушское книжное изд-во, 1970.
7. Временные указания по проведению контрольных наблюдений и исследований на плотинах из местных материалов во время их возведения и эксплуатации. ВСН 35-70 (Минэнерго СССР). М., «Энергия», 1971.
8. Вуцель В. И., Осколков А. Г., Щербина В. И. Применение метода центробежного моделирования при исследованиях гидротехнических сооружений. «Гидротехническое строительство», 1973, № 8.
9. Геотехника. Канал Москва-Волга. М., Госстройиздат, 1940.
10. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов, ч. I. М., Стройиздат, 1971.
11. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов, ч. II. М., Стройиздат, 1973.

12. Гольдин А. Л., Шульман С. Г. Напряженное состояние составного треугольного профиля из нелинейного упругого материала. — Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1967, 83.
13. Гун С. Я. Расчет плотины из местных материалов как пространственной системы. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1971, № 31.
14. Денисов Н. Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве. М. — Л., Госэнергоиздат, 1956.
15. Денисов Н. Я., Ребиндер П. А. О коллоидно-химической природе связности глинистых пород. ДАН СССР, т. 54, № 6, М., Изд-во АН СССР, 1946.
16. Дерягин Б. В. Природа молекулярных сил и их значение в науке и практике. М., Изд-во АН СССР, 1956.
17. Джитенов А. К. Экспериментальные исследования по выявлению самозалечивания трещин в глинистых грунтах под действием фильтрационного потока. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1965, № 11.
18. Долежалова М. Испытание глинистых грунтов на растяжение. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1967, № 18.
19. Долежалова М. Приложение метода сеток к определению влияния крутизны бортов ущелья на напряжения и деформации в центральном ядре каменно-земляных плотин. — Труды лаборатории гидротехнических сооружений, 1969, № 5.
20. Истомин В. С. Фильтрационная устойчивость грунтов. М., Стройиздат, 1957.
21. Коган Я. Л., Овсянкина Г. А., Чернилов А. Г. Приближенный метод прогноза возможного образования трещин в ядрах земляных плотин при неравномерной осадке. «Энергетическое строительство», 1971, № 5.
22. Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. М., Стройиздат, 1970.
23. Малышев М. П. Фильтрационный расчет высоких каменно-земляных плотин с учетом трещинообразования. — Труды Гидропроекта, 1972, № 24.
24. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., Автотрансиздат, 1961.
25. Мельник В. Г. Определение расчетных характеристик круп-

- нообломочных грунтов при динамических (сейсмических) воздействиях. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1972, № 34.
26. Мельник В. Г. Применение метода планирования эксперимента при определении динамических свойств крупнообломочных грунтов. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1974.
27. Мигин С. И. Влияние влажности на сопротивление связного грунта сдвигу. М., изд. ВОДГЕО, 1954.
28. Мызников Ю. Н. Уплотняемость щебенисто-дресвяных суглинков при отрицательных температурах наружного воздуха, «Гидротехническое строительство», 1969, № 2.
29. Надан А. Пластичность и разрушение твердых тел. М., ИЛ, 1954.
30. Напетваридзе Ш. Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений, М., Стройиздат, 1957.
31. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. М., Стройиздат, 1973.
32. Ничипорович А. А. Проектирование и строительство плотин из местных материалов. М., «Энергия», 1967.
33. Ничипорович А. А. Сопротивление связных грунтов сдвигу при расчете гидротехнических сооружений на устойчивость. М., Стройиздат, 1948.
34. Ничипорович А. А., Долежалова М. Новейшие натурные данные по деформациям плотин из местных материалов. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1968, № 19.
35. Ничипорович А. А., Тейтельбаум А. И. Оценка трещинообразования в ядрах каменно-земляных плотин. «Гидротехническое строительство», 1973, № 4.
36. Покровский Г. И., Федоров И. С. Центробежное моделирование для решения инженерных задач. М., Стройиздат, 1953.
37. Праведный Г. Х. Проектирование и подбор гранулометрического состава фильтров переходных зон высоких плотин. Л., «Энергия», 1966.
38. Прикладные вопросы вязкости разрушения. Трубы симпозиума Американского общества по испытаниям и материалам (1964), М., «Мир», 1968.
39. Радченко В. Г., Заирова В. А. Каменно-земляные и каменно-набросные плотины. Л., «Энергия», 1971.

40. Радченко В. Г., Петров Г. Н., Рейфман Л. С. Образование трещин в земляных и каменно-земляных плотинах. «Энергетическое строительство за рубежом», 1970, № 1.
41. Разоренов В. Ф. Определение консистенции, влажности и границ пластичности глинистых грунтов по результатам пенетрации. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1962, № 2.
42. Рассказов Л. Н. Выбор характеристик грунтов при расчете напряжений в плотинах из местных материалов на ЭВМ — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1969, № 5.
43. Рассказов Л. Н., Витенберг М. В. Напряженно-деформированное состояние плотин из местных материалов и их устойчивость. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1972, № 34.
44. Рекомендации по подбору фильтров в плотинах из крупнообломочных материалов с глинистым грунтом или экраном. М., изд. ВНИИ ВОДГЕО, 1970.
45. Розанов Н. С. Экспериментальный метод тензометрической сетки и приложение его к решению задач статики сооружений. — Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1957, № 57.
46. Саввина В. А. О рациональной схеме размещения КИА в каменно-земляных плотинах с вертикальным ядром. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1969, № 5.
47. Саввина В. А., Тейтельбаум А. И. О напряженно-деформированном состоянии ядра каменно-земляной плотины в продольном направлении. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1971, № 30.
48. Сватеев Ю. И. Влияние раскрытия бортов каньона и расстояния между ними на распределение напряжений в продольном сечении ядра каменно-земляной плотины. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1969, № 5.
49. Стольников В. В., Литвинова Р. Е. Трещиностойкость бетона. М., «Энергия», 1972.
50. Тартаковский Д. М., Васильев И. М. К вопросу определения прочности земляных плотин по неравномерным деформациям. «Гидротехническое строительство», 1968, № 8.
51. Тейтельбаум А. И. Напряженное состояние тела плотин из крупнообломочного грунта. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1968, № 19.

52. Тейтельбаум А. И., Волохова М. Н. Прочностные свойства глинистых грунтов и оценка трещинообразования в ядрах плотин. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1972, № 34.
53. Тейтельбаум А. И., Саввина В. А. О моделировании осадок сооружений на центробежной машине. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1974.
54. Титова В. И. Определение напряженного состояния плотин из местных материалов с использованием экспериментальных исследований. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1968, № 19.
55. Троицкий А. П. Применение метода конечных элементов к расчету земляных плотин на сейсмические воздействия. — Труды ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1971, № 65.
56. Труды VIII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. М., Стройиздат, 1973.
57. Федоров И. С., Добровинская О. Х. Свойства и расчетные характеристики намытых хвостов рудообогатительных фабрик. М., «Недра», 1970.
58. Федоров И. С., Черепанов Г. А. Экспериментальное сравнение сил сцепления грунта, полученных методами трения и разрыва грунтовых образцов. Почвоведение. М., Изд-во АН СССР, 1938.
59. Фридман Я. Н. Механические свойства металлов. М., Оборонгиз, 1952.
60. Фрохт М. М. Фотоупругость, т. I и II. М. — Л., Гостехиздат, 1950.
61. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Стройиздат, 1970.
62. Чернилов А. Г. О расчетных компрессионных зависимостях крупнообломочных грунтов. — Труды ВНИИ ВОДГЕО, 1971, № 30.
63. Щербина В. И. Применение центрифуги при исследованиях возможности появления трещин в ядрах плотин. — Труды Гидропроекта, 1973, № 32.
64. Bull. Seismological Soc. America. New — York, 1962, 2.
65. Chen W. F., Drucker D. C. Bearing Capacity of Concrete Blocks, J. of Eng. Mech. Div., Proc ASCE. New — York, 1969, 4.
66. Fang H. J., Chen W. F. New Method for Determination of Tensile Strength of Soils. Highway Research Record, London, 1971, 345

67. Kjaiensli B. and Torblaa J. Leakage through Horizontal Cracks in the Core of Hyttejuvet Dam. Proc. Norv. Geot. Inst., Oslo, 1968, 80.
68. Leonards G., Narain J. Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams, Proc. ASCE. New York., 1963, 6.
69. Newmark N. Earthquake effects on Dams and Embankments. «Geotechnique». London, 1965, 2.
70. Proc. IX Int. Conf. on Large Dams, Istanbul, 1967.
71. Proc. VII Int. Conf. on Soil Mech. Mexico, 1969.
72. Proc. X Cong. des Grands Barrages. Montreal, 1970.
73. Proc. XI Int. Conf. on Large Dams. Madrid, 1973.
74. Proc. ASCE. J. Soil Mechanic and Foundation Division, vol. 95—99. New York, 1968 — 1972.
75. Proc. SWCEE, vol. I, II, III. Tokyo, 1962.
76. Sherard N. L., Woodward R. J., etc. Earth and Earth-Rock Dams, New York, 1953.
77. Sherard N. L. Influence of Soil Properties and Construction Method on the Performance of Homogeneous Earth Dams. Denver, 1953.
78. Zienkiewicz O. L. The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics. London, 1967.

О Г Л А В Л Е Н И Е

	Стр.
Предисловие	3
Глава I. Особенности деформирования глинистых ядер и экранов каменно-земляных плотин и причины возникновения в них трещин	5
1. Анализ данных натурных наблюдений за деформациями плотин и трещинообразованием	5
2. Трещинообразование в плотинах при сейсмических воздействиях	24
3. Причины образования трещин и факторы, влияющие на трещинообразование. Классификация трещин	32
Глава II. Существующие взгляды на трещинообразование и приближенные методы оценки	36
1. Общие положения	36
2. Имеющиеся предложения по оценке трещинообразования	37
3. Анализ существующих методов и предложений	47
Глава III. Напряженно-деформированное состояние каменно-земляных плотин, глинистых ядер и экранов	50
1. Метод фотоупругости	51
2. Метод конечных элементов	54
3. Метод конечных разностей	57
4. Влияние сейсмических воздействий на изменение напряженно-деформированного состояния плотин из местных материалов	65
5. Основные закономерности напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин	71
Глава IV. Исследования трещинообразования с применением метода центробежного моделирования	75
1. Общие положения	75
2. Методика и результаты исследований трещинообразования	78
3. Основные тенденции деформирования и трещинообразования в ядрах и экранах плотин	94
Глава V. Прочностные и деформативные свойства глинистых грунтов при растяжении	97

1. Общие положения о характере разрушения глинистых грунтов	97
2. Методы определения свойств глинистых грунтов при растяжении	102
3. Определение характера разрушения глинистых грунтов при малых обжимающих давлениях	105
4. Испытания на одноосное растяжение глинистых грунтов	108
5. Определение свойств грунта при растяжении по методу балочных испытаний	118
6. Двухштамповый метод определения сцепления на разрыв глинистых грунтов	122
7. Влияние динамических (сейсмических) воздействий на прочностные и деформативные свойства грунтов	125
8. Исследование свойств грунтов с помощью методов планирования эксперимента	129
9. Анализ проведенных исследований	136

Глава VI. Оценка возможности и параметров трещинообразования, предотвращение и ликвидация трещин в ядрах и экранах плотин	139
1. Определение зон возможного трещинообразования, их размеров и параметров вероятных трещин	139
2. Практические примеры предотвращения трещинообразования	144
3. Основные рекомендации по конструкции, материалам, способам возведения и эксплуатации плотин, способствующие предотвращению трещин	151
4. Мероприятия по ликвидации появившихся трещин	157
Список литературы	159

Анатолий Исаакович Тейтельбаум,
Виктор Григорьевич Мельник,
Валентина Александровна Саввина

ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ В ЯДРАХ И ЭКРАНАХ
КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Редакция литературы по инженерному оборудованию

Зав. редакцией И. П. Скворцова

Редактор Н. А. Хаустова

Мл. редактор А. А. Минаева

Оформление обложки художника

А. А. Бекназарова

Технический редактор Г. В. Климушкина

Корректоры Е. А. Степанова, Л. П. Бирюкова

Сдано в набор 3/XII — 1974 г.

Подписано к печати 18/III — 1975 г.

Т-05345 Формат 84×108^{1/32} Бумага типографская № 2
8,82 усл. печ.-л. (уч.-изд. 9,01 л.)

Тираж 2.000 экз. Изд. № АVI—4643. Зак. № 602. Цена 60 к.

Стройиздат
Москва, 103006, Каляевская ул., д. 23а

Подольская типография Главполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25.