

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО БОЛЬШИХ ПЛОТИН



ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО БОЛЬШИХ ПЛОТИН

ВЫПУСК 1

СТРОИТЕЛЬСТВО ПЛОТИН В СЛОЖНЫХ ПРИРОДНЫХ УСЛОВИЯХ

*По материалам IX Международного конгресса
по большим плотинам*

Составили М. Б. Гинзбург, Н. Д. Красников,
О. А. Савинов

Под общей редакцией А. А. Борового



«ЭНЕРГИЯ»

МОСКВА 1972

В книгу вошел подробный обзор содержания докладов IX Международного конгресса по большим плотинам (Стамбул, 1967 г.) по вопросу 35 «Строительство плотин в сейсмических районах и других неблагоприятных условиях».

Книга состоит из двух частей. В первой излагаются общие положения и нормы проектирования плотин в сейсмических районах, рассматриваются вопросы проектирования и расчета сейсмостойкости бетонных арочных плотин и плотин из местных материалов, приводятся и анализируются данные инструментальных наблюдений за поведением земляных плотин при землетрясениях. Вторая часть посвящена вопросам строительства плотин в других неблагоприятных условиях — при использовании метода отсыпки местных материалов в воду и при допущении перелива через строящиеся сооружения, а также в случаях производства работ в зимнее время. Затрагиваются также вопросы, связанные с разрушением поверхности бетонных плотин, эксплуатируемых в суровых климатических условиях, и с производством работ по восстановлению земляной плотины, получившей повреждения в результате бомбардировки в годы второй мировой войны.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков и научных работников, занимающихся вопросами гидротехнического строительства в сейсмических районах, а также для преподавателей и студентов гидротехнических факультетов высших технических учебных заведений.

3-2-11

58-72

Проектирование и строительство больших плотин

Выпуск 1

Строительство плотин в сложных природных условиях

По материалам IX Международного конгресса по большим плотинам

Составили: Михаил Борисович Гинзбург

Николай Дмитриевич Красников

Олег Александрович Савинов

Редактор издательства О. А. Прудовская

Обложка художника А. А. Иванова

Технический редактор Г. Г. Хацкевич

Корректор Р. К. Шилова

Сдано в набор 26/VII 1971 г.

Подписано к печати 11/II 1972 г.

T-01549

Формат 84×108¹/₃₂

Бумага типографская № 2

Усл. печ. л. 8,82

Уч.-изд. л. 9,3

Тираж 1 500 экз.

Цена 47 коп.

Зак. 294

Издательство «Энергия», Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10.

Московская типография № 10 Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР.
Шлюзовая наб., 10.

Отпечатано в типографии изд-ва «Советское радио». Зак. 1083

ПРЕДИСЛОВИЕ

С 4 по 8 сентября 1967 г. в Стамбуле (Турция) проходил IX Международный конгресс по большим плотинам. Одним из четырех вопросов, обсуждавшихся на этом конгрессе, был вопрос № 35 «Строительство плотин в сейсмических районах и в других неблагоприятных условиях».

В рекомендациях Исполкома Конгресса указывалось, что доклады, представляемые по этому вопросу, должны быть связаны:

- с рассмотрением нормативных требований к плотинам, которые могут подвергаться сейсмическим воздействиям;

- с исследованиями и измерениями колебаний и напряженного состояния плотин при землетрясениях, а также с описанием разрушения или частичного повреждения плотин, обусловленного сейсмическими воздействиями;

- со строительством плотин в исключительно суровых климатических условиях;

- со строительством плотин под водой;

- со строительством каменнонабросных плотин с частичным пропуском строительных расходов поверх построенного сооружения.

Доклады, представленные Конгрессу по этому вопросу, были опубликованы в IV томе Трудов IX конгресса. Всего было представлено 32 доклада от 19 стран, в том числе от: Австралии — 1, Австрии — 1, Великобритании — 4, Индии — 1, Испании — 2, Италии — 1, Канады — 2, Норвегии — 1, Пакистана — 1, Турции — 1, СССР — 2, США — 3, Финляндии — 1, ФРГ — 1, Чехословакии — 1, Швеции — 4, ЮАР — 1, Югославии — 1, Японии — 3.

29 докладов были опубликованы на английском языке и 3 доклада — на французском. Объем IV тома, посвященного вопросу № 35, составляет около 50 авторских листов, содержащих 225 иллюстраций.

Список представленных по этому вопросу докладов приведен в приложении.

Из 32 докладов, рассмотренных Конгрессом по вопросу № 35, 17 докладов посвящены проблемам проектирования и строительства плотин в сейсмических районах, а 15 — проблемам строительства плотин в особо неблагоприятных условиях. В соответствии с этим настоящая книга разбита на два раздела: I. Строительство больших плотин в сейсмических районах. II. Строительство и эксплуатация плотин в неблагоприятных условиях. Оба раздела в свою очередь разбиты на главы в соответствии с тематикой представленных докладов.

При составлении настоящей книги авторы стремились по возможности сообщить советскому читателю содержание каждого из докладов, представленных Конгрессу по данному вопросу. Подробность изложения принималась в зависимости от важности сообщаемой в этих докладах информации. Ряд докладов затрагивает несколько проблем; в этом случае доклад рассматривается в том разделе, тематике которого в нем уделено больше внимания.

В конце каждой главы даются заключение и выводы по материалам, сообщенным в докладах.

Главы 1 и 2 первого раздела книги написаны О. А. Савиновым, гл. 3, 4 и 5 — Н. Д. Красниковым; второй раздел книги написан М. Б. Гинзбургом.

Перевод докладов по первому разделу книги выполнен М. А. Масинзон и С. В. Соловьевым.

Авторы

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

**СТРОИТЕЛЬСТВО БОЛЬШИХ ПЛОТИН
В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

Глава первая

**ОБЩИЕ ВОПРОСЫ И НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СЕЙСМОСТОЙКИХ ПЛОТИН**

Общие вопросы и нормы проектирования больших плотин, располагаемых в сейсмических районах, рассматриваются в докладах А. Г. Яге (Д-17), О. М. Урала (Д-18) и М. А. Хакара (Д-25).

В докладе А. Г. Яге (Д-17) излагаются основные положения испанских норм проектирования сейсмостойких плотин. Как известно, Испания находится в средиземноморской сейсмической зоне. Хотя повторяемость землетрясений здесь не столь значительна, как в наиболее сейсмически активных зонах земного шара, все же она достаточно высока для того, чтобы учитывать сейсмическую опасность при проектировании плотин.

Из имеющихся исторических документов известны все землетрясения, которые происходили в Испании за последние 400 лет. До 1960 г. всего здесь было зарегистрировано более 10 000 землетрясений; последнее сильное землетрясение произошло в Андалузии в 1884 г. Это землетрясение, повлекшее за собой более 1 000 человеческих жертв и вызвавшее большие разрушения зданий, явилось предметом многочисленных исследований, выполненных как испанскими, так и зарубежными специалистами. Начиная с 1900 г., в стране устанавливаются сейсмологические станции (в настоящее время их 9) для наблюдений за землетрясениями.

В докладе отмечается, что еще в XV в. в Испании были разработаны нормы для строительства сейсмостойких сооружений в «Новой Испании», Перу и других странах, но затем этим вопросом не занимались до наших дней. Лишь в 1962 г. были опубликованы Министерством

жилищного строительства «Инструкция по проектированию и строительству», а Министерством общественных работ «Нормы по проектированию и строительству высоких плотин», в которых предусматривается учет сейсмических воздействий. В том же году была создана официальная комиссия, образованная из специалистов и представителей заинтересованных ведомств, в задачу которой входила подготовка норм по сейсмостойкости. Эта комиссия закончила свою работу в 1967 г.

Как указывается в докладе, в своей работе составители Норм проектирований высоких плотин руководствовались соображениями необходимости наиболее полного учета сейсмических воздействий, использования новейших достижений науки и техники в данной области строительства, поощрения новых исследований и использования вероятностного подхода в соответствии с требованиями надежности и экономичности с учетом социальных и общечеловеческих проблем при возможном разрушении сооружений.

Нормы состоят из трех разделов — введения, изложения Норм и библиографии. Наиболее обширным из них является введение, в котором излагаются основы Норм и характеризуется состояние исследований по вопросам сейсмостойкости высоких плотин в данное время. Библиография включает перечень важнейших работ, выполненных в различных странах по этим вопросам.

Нормы не утверждают каких-либо определенных методов расчета; в них лишь указываются приемлемые методы, но право выбора наиболее подходящего из них предоставляется проектировщику. В Нормах не содержится также никаких ограничений в отношении выбора размеров и формы сооружений.

Для определения сейсмических инерционных нагрузок Нормы предусматривают использование пяти расчетных коэффициентов, характеризующих сейсмичность зоны строительства, свойства грунтов и тип основания, характеристики упругости и поглощения материала сооружения. Произведение этих коэффициентов дает суммарный сейсмический коэффициент (искомая сейсмическая инерционная нагрузка определяется путем умножения этого коэффициента на массу соответствующего элемента сооружения).

Исходный зональный сейсмический коэффициент определяется по картам сейсмичности территории страны,

на которые нанесены кривые равной интенсивности (в основу оценки последней положена модифицированная шкала Меркалли) для различной повторяемости землетрясений (за 50, 100, 150, 250 и 500 лет).

Для определения коэффициента, учитывающего свойства грунтов, последние делятся на пять групп. Каждая группа, кроме общих признаков, характеризуется скоростью распространения волн сжатия. Коэффициент, равный 1, соответствует плотному гравию; эта величина практически является максимальной, поскольку плотны обычно возводятся на более прочных и жестких скальных грунтах. Для выбора коэффициентов, учитывающих свойства грунтов и тип основания (различают шесть типов оснований), в Нормам имеется специальная таблица.

Коэффициенты, учитывающие влияние упругих и диссипативных свойств материала сооружения, определяются с помощью формул и таблиц (в докладе не приводятся).

В расчетах рекомендуется учитывать одновременно горизонтальные и вертикальные инерционные сейсмические нагрузки, причем предполагается, что вертикальная составляющая сейсмического ускорения равна половине горизонтальной.

Гидродинамическое давление допускается определять по известной упрощенной формуле Вестергарда, а образующиеся в водохранилище волны — по формуле Сато. При проектировании плотин из местных материалов отметка гребня должна устанавливаться с учетом высоты волн в водохранилище, но запаса высоты по Нормам иметь не требуется.

Нормами рекомендуется использовать в расчетах те же характеристики внутреннего трения и сцепления грунтов и местных материалов, которые приняты для статических расчетов. Однако разрешается определять эти характеристики путем динамических испытаний, если имеется возможность проведения таких испытаний.

Прочность бетона при учете сейсмических нагрузок повышается на 20%. Требуемый запас устойчивости при особом сочетании нагрузок, включая сейсмические, понижается на 10%.

Территория страны делится на три зоны (рис. 1): низкой, средней и высокой сейсмической активности. В зоне низкой сейсмической активности учитывать сейс-

мические воздействия при проектировании плотин не обязательно. В зонах средней сейсмической активности сейсмическое воздействие определяется по карте, дающей максимальное сейсмическое ускорение землетрясения 500-летней повторяемости. В зонах высокой сейсмической активности для оценки интенсивности сейсмических воздействий должны производиться тщательные геологические, тектонические и сейсмологические иссле-

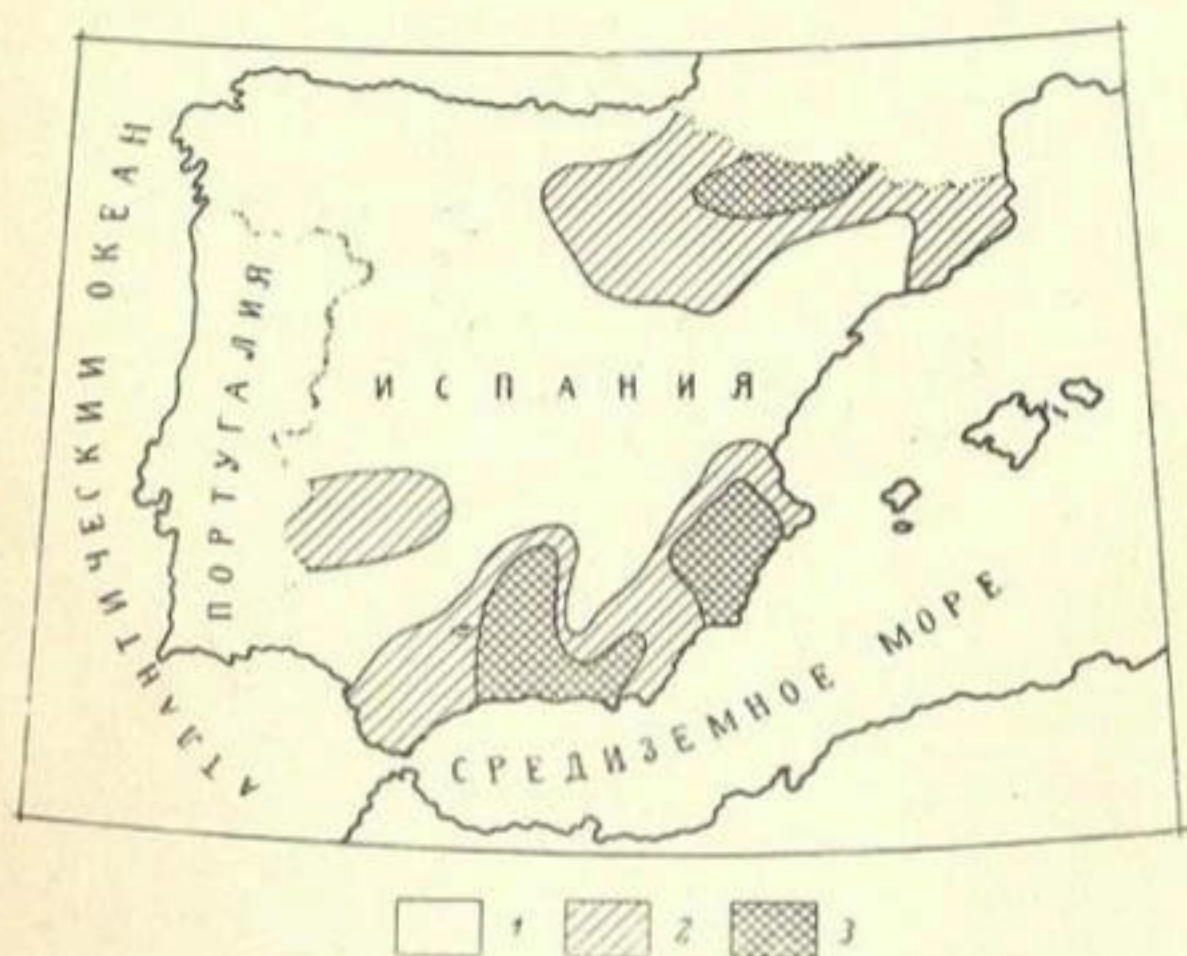


Рис. 1. Сейсмические зоны Испании.

1 — низкая активность; 2 — средняя активность; 3 — высокая активность.

дования. Геологические исследования, проводимые в Испании в обязательном порядке при проектировании всех высоких плотин, ставятся с целью выявления возможности возникновения при землетрясениях подвижек скальных блоков, слагающих основания плотины и береговые склоны, вдоль активных тектонических разломов. Нормы дают классификацию таких разломов и рекомендации по укреплению основания сооружений. Строительство плотин на скальных массивах с резко различающимися упругими свойствами Нормами запрещается. В зонах с нарушенной сплошностью Нормами предписывается устройство соответствующих деформационных швов.

Кроме того, Нормы содержат ряд указаний по расчету и конструированию высоких плотин. При проектировании для районов высокой сейсмичности арочных, контрфорсных и облегченных гравитационных плотин высотой более 60 м Нормы требуют обязательного выполнения динамического расчета и модельных исследований сейсмостойкости сооружения. Такие расчеты и исследования обязательны также и для других типов высоких плотин, если период их собственных колебаний оказывается близким к преобладающему периоду колебаний оснований при землетрясении.

После возведения плотин высотой более 100 м, располагаемых в зонах высокой сейсмической активности, Нормы обязывают производить натурные наблюдения с целью изучения микросейсмов в процессе первого заполнения водохранилища, а также определения положения геологических сбросов и трещин, которые могут быть при этом активизированы. Кроме того, в рассматриваемых условиях является обязательной установка на плотинах акселерометров для производства наблюдений за их колебаниями при землетрясениях.

При возведении земляных плотин в зонах средней и высокой сейсмичности обязательно должно производиться уплотнение грунтов верховой призмы. Применение жестких водонепроницаемых экранов запрещается; рекомендуется центральный водонепроницаемый экран больших размеров, чем для обычных условий. При проектировании плотин из однородных грунтов высотой более 100 м и из неоднородных высотой более 60 м Нормы обязывают выполнять динамические исследования.

Для каменнонабросных плотин запрещается применение только жестких водонепроницаемых экранов.

Поверку устойчивости откосов плотин из местных материалов рекомендуется производить для периода строительства при незаполненном водохранилище и для различных стадий его заполнения.

В плотины закладываются необходимые контрольно-измерительные приборы и устройства. Вопросы выбора типа и размещения этих приборов регламентируются Нормами.

Доклад О. М. Урала (Д-18) посвящен описанию сейсмического районирования и тектонического строения Турции, а также изложению действующих в этой стране основных норм и правил проектирования высоких плотин.

Турция представляет собой высокогорный полуостров, окаймленный на севере и юге горными цепями, которые смыкаются на востоке, где они изменяют направление, проникая в Азербайджан и Иран. Эти горные цепи, образующие отроги с узкими долинами, являются продолжением альпинид и динарид ойрогенической системы Европейского континента. Кавказская ветвь альпийской системы соединяется с этими цепями к востоку от Турции и продолжается в сторону Гималаев.

Таблица 1

Характеристика сильных землетрясений, произошедших в Турции с 1952 по 1966 г.

Землетрясение	Дата	Магнитуда	Интенсивность, баллов
Хасанкале	3/VI 1952 г.	5,60	VI
Мисис	22/X 1952 г.	5,00	VI
Гюнен — Елике	3/III 1953 г.	7,35	IX—X
Карабурун	5/II 1953 г.	5,50	VII
Едирне	18/VI 1953 г.	5,16	VI
Ескизехир	20/II 1956 г.	5,85	VIII
Фетхие	25/IV 1957 г.	7,00	VIII
Абант	26/VI 1957 г.	7,19	IX
Божуюк	2/IV 1959 г.	—	VII
Кесегиз	25/IV 1959 г.	6,08	VI
Варто — Хинис	25/X 1959 г.	5,00—6,20	VII
То же	19/VIII 1966 г.	—	IX—X
о. Родос — Мармарис	23/V 1961 г.	6,28	VII
Игдыр	4/IX 1962 г.	5,51	VII
Денизли	11/III 1963 г.	5,50	VII
Лапсеки — Айвагик	29/III 1963 г.	4,40	VI
Гемлик	14/VI 1963 г.	—	VI
Восточный берег Мраморного моря	18/IX 1963 г.	5,95	VIII
Бурдур — Тефени	22/XI 1963 г.	5,10	VII
Палу — Маден	14/III 1964 г.	4,50	VII
Курпигалан	24/III 1964 г.	—	VII
Маньяс	6/X 1964 г.	6,69	IX
Малатья	14/VI 1964 г.	5,50—6,50	VIII
Илика — Эрзерум	21/VIII 1964 г.	4,60—6,65	VIII

Турция лежит в середине образованного таким образом альпийско-гималайского сейсмического пояса и является наиболее активным его участком, содержащим один из самых больших поперечных сбросов в мире. Этот сброс начинается в Северной Греции, проходит через

Мраморное море, равнину Адапазари и долину Кавкит в Турции, а на востоке доходит до самой долины р. Аракс на границе Турции и СССР.

В табл. 1 приведены данные, характеризующие сильные землетрясения, произошедшие в Турции, начиная с 1952 г. до настоящего времени.

Мы привели эту таблицу, чтобы показать, насколько высока сейсмическая активность на территории Турции. Карта сейсмического районирования этой территории представлена на рис. 2; здесь же показано расположение существующих плотин. Карта показывает, что около 65% всей территории страны подвержено действию землетрясений. Почти все построенные, строящиеся и проектируемые плотины находятся либо в сейсмически опасных зонах, либо рядом с ними.

Карта, изображенная на рис. 2, построена на основе анализа исторических данных о распределении и повторяемости землетрясений. Такой подход к сейсмическому районированию, принятый при составлении Норм, является обычным. Вместе с тем автор отмечает, что имеющиеся исторические данные противоречивы, вследствие чего, по его мнению, более правильно было бы основывать вероятностные карты сейсмической активности материалами изучения тектонической структуры. С этой точки зрения вся территория Турции должна рассматриваться как сейсмически активная, в особенности при проектировании таких ответственных сооружений, как высокие плотины.

Секция проектирования отдела плотин Генерального директора государственных гидротехнических сооружений Турции установила следующие основные нормы и правила проектирования плотин.

Районы строительства плотин разделяются на три категории. К первой категории относятся участки, расположенные вне зон 1, 2 и 3 на вероятностной карте распределения землетрясений (рис. 2) и достаточно удаленные от активных разломов. Для таких участков значения коэффициента сейсмичности принимаются в пределах от 0,05 до 0,10 в зависимости от расстояния до активных зон и других факторов, связанных с типом сооружения, геологическими условиями створа, степенью риска в случае аварии и т. п. В расчетах прочности и устойчивости сооружений учитываются только горизонтальные составляющие сейсмических инерционных нагру-

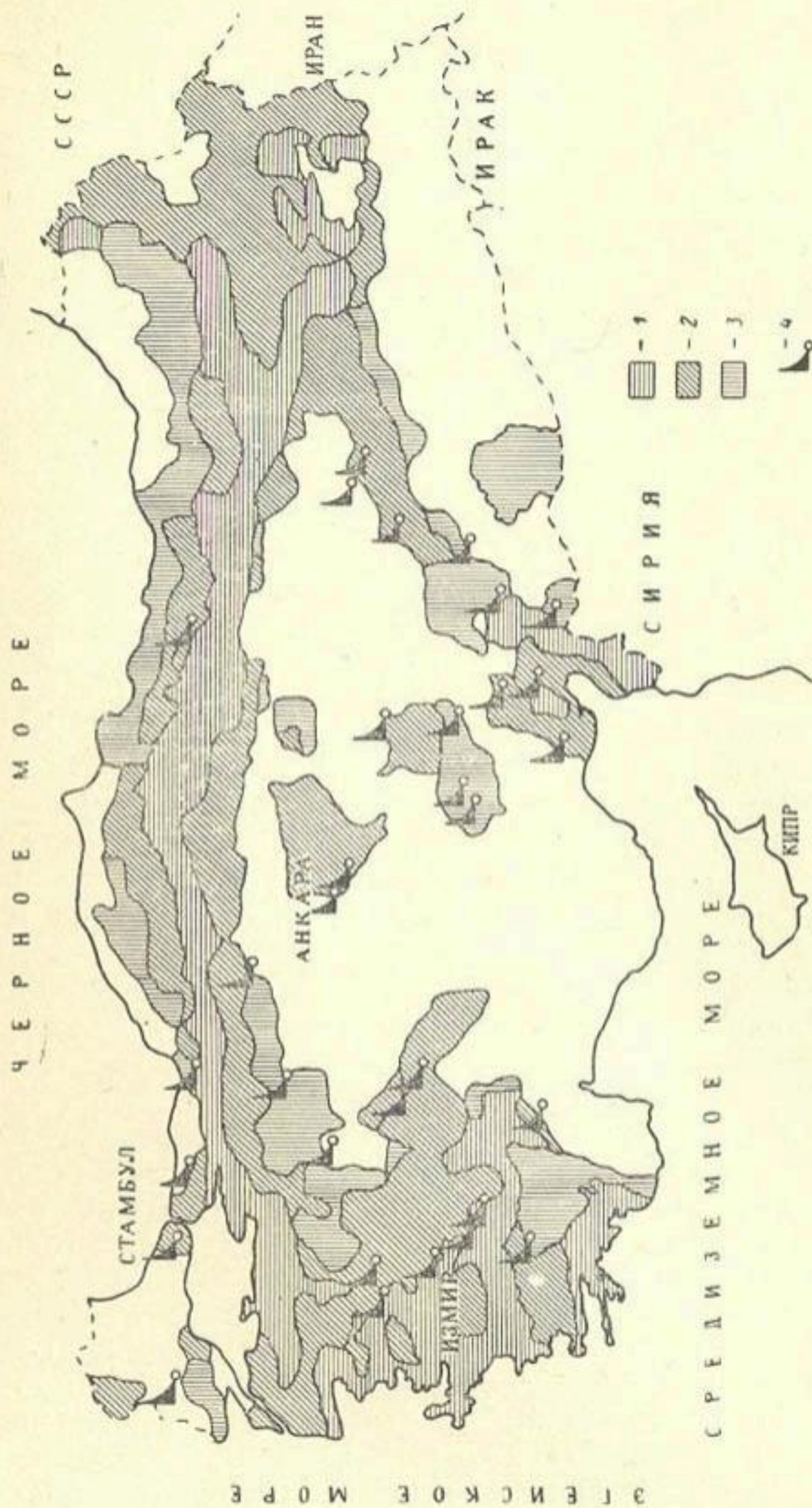


Рис. 2. Сейсмические зоны Турции.

1 — зона I степени; 2 — зона II степени; 3 — зона III степени; 4 — участки расположения плотин.

зок (поскольку районы этой категории удалены от эпицентров землетрясений на большие расстояния). При проектировании неосновных сооружений сейсмические воздействия не учитываются.

Ко второй категории относятся участки строительства плотин, находящиеся на границах активных зон (рис. 2) или внутри этих зон, но на достаточно далеком расстоянии от активных сбросов или эпицентральных областей. Коэффициент сейсмичности в расчетах прочности и устойчивости плотин здесь принимается равным 0,10—0,15, а неосновных сооружений — 0,05. В расчетах так же как и для участков первой категории, принимаются во внимание только горизонтальные составляющие инерционных сейсмических нагрузок. Кроме того, подлежат рассмотрению при проектировании меры безопасности, предпринимаемые на участках следующей более высокой категории.

Третья категория включает участки строительства высоких плотин, располагаемых в известных сейсмической активностью районах, где либо непосредственно под сооружением, либо по соседству имеются эпицентральные области и активные сбросы. Коэффициент сейсмичности при определении горизонтальных сейсмических нагрузок для таких участков принимается равным 0,20; учитываются также вертикальные нагрузки в размере от $\frac{1}{3}$ до $\frac{1}{2}$ горизонтальных. Принимается во внимание, что землетрясение на участках третьей категории может иметь серьезные последствия не только в виде повреждения сооружений под действием инерционных сил, но также и в результате возникновения разломов, приводящих к сдвигам в массивах, откосам или в основании, на трассах напорных туннелей и пр.

Существует ряд плотин, построенных, строящихся или проектируемых на участках третьей категории. В частности, в докладе упоминаются плотины: Альмус ($h \approx 90$ м), Хасанлар ($h = 72$ м), Каракурт ($h = 21,9$ м), Чайгорен ($h = 55$ м), Порсик ($h = 84,7$ м), Булдан ($h = 63$ м) и Афшар ($h \approx 50$ м); поперечные профили трех плотин показаны на рис. 3.

Доклад содержит обзор основных условий проектирования сейсмостойких плотин; эти условия следующие:

1. Выбор створа плотины производится на основе результатов тщательного сейсмогеологического исследования. Ослабленные зоны и активные разломы по возмож-

ности обходятся. Устойчивость берегов проверяется с целью исключения возможности их оползания.

2. При выборе типов плотин предпочтение отдается земляным и каменнонабросным конструкциям, способным приспособляться к подвижкам основания и самовосстанавливаться после землетрясения. Бетонные арочные плотины, несмотря на их высокую сопротивляемость

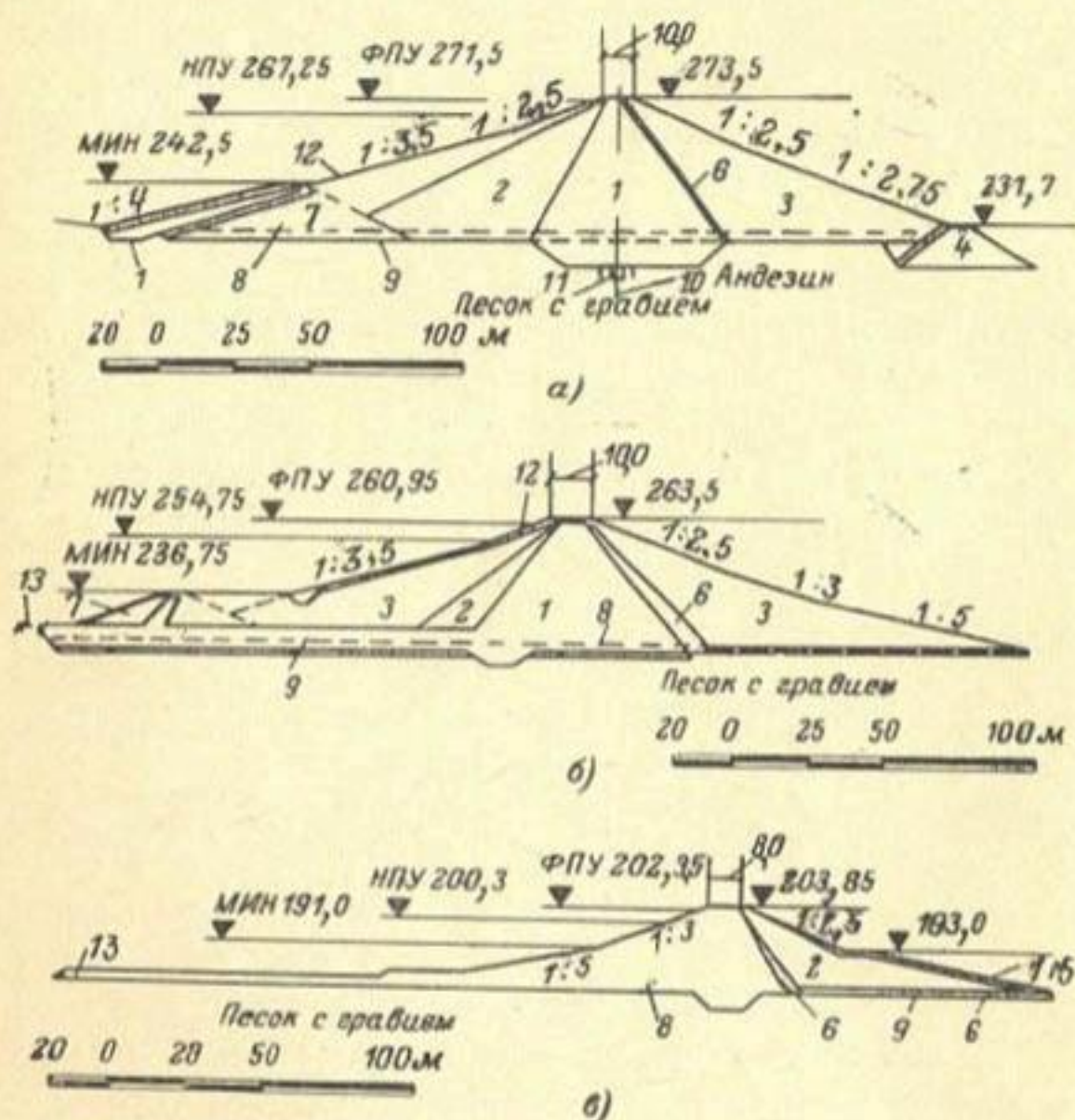


Рис. 3. Поперечные разрезы плотин.
а — Кайгерен; б — Афшар; в — Каракурт.

сейсмическим толчкам, почти не применяются, так как, будучи хрупкими, они не могут противостоять большим остаточным смещениям основания или подвижкам берегов. Гравитационные сооружения применяются лишь в редких случаях по экономическим соображениям.

3. При проектировании земляных и каменнонабросных плотин предъявляется ряд требований к выбору геометрической формы и размеров сооружения, выполнение которых способствует повышению его сейсмостойкости. Так, одним из важнейших требований является обеспе-

чение большой площади контакта между скальным основанием и глинистым ядром. Этот контакт образует резкую границу для сейсмических волн, проходящих из скального основания в мягкое ядро, которое может в связи с этим подвергнуться большим деформациям, трещинообразованию и расслоению.

Обеспечивается достаточно значительное превышение гребня над наиболее высоким уровнем воды в водохранилище (например, в плотине Альмус на 2 м) для предотвращения перелива через гребень в случае образования в водохранилище длинных волн. Повышение отметки гребня считается полезным также против оползания откоса под действием сейсмических толчков.

Применяется увеличение ширины плотины по гребню по сравнению с обычно принимаемой шириной, с тем чтобы на случай аварии иметь повышенную длину пути фильтрации.

Для повышения сопротивления тела плотины оползанию рекомендуется придавать оси плотины изгиб в плане, а также проектируются более пологие откосы, чем в обычных условиях. Расчеты сейсмической устойчивости откосов земляных и каменнонабросных плотин производятся по статической методике с использованием характеристик сейсмического воздействия, указанных выше. Коэффициент запаса устойчивости во всех случаях принимается равным 1,2.

Особые требования предъявляются к проектированию противофильтрационных мероприятий. Предусматривается устройство цементационных завес в основании в три ряда: по краям на глубину 6—12 м и посередине; глубина последней завесы определяется в зависимости от строения основания и гидростатического напора воды. Для обеспечения устойчивости тела плотины проектируются дренажные галереи, располагаемые ниже цементационных завес.

Повышенные размеры ядра, толщины переходных слоев и обратных фильтров обеспечивают плотине высокую надежность при получении повреждений при землетрясениях.

Рекомендуется предусматривать в проектах водосбросные устройства большой пропускной способности, с тем чтобы можно было быстро понизить уровень воды в водохранилище в случае необходимости. Эта рекомендация, по-видимому, носит характер необязательный, по-

сколько отмечается, что она осуществляется редко в связи с экономическими и техническими затруднениями.

В заключении докладчик отмечает, что ни одна из существующих высоких плотин, построенных в Турции в последнее время, не расположена на участках с активными разломами. Единственная плотина, проектируемая на таком участке (Серчебогази в районе Эрзерума), пока не построена, причем возможность осуществления этого проекта ставится под сомнение.

Доклад М. А. Хакара (Д-25) состоит из двух разделов. В первом разделе рассматриваются конструктивные особенности, которые отличают плотины от прочих инженерных сооружений и, по мнению автора, обуславливают необходимость особого подхода к оценке их сейсмостойкости. Во втором разделе приводятся некоторые общие соображения по расчету плотин на сейсмические воздействия.

М. А. Хакар указывает на семь конструктивных особенностей плотин, которые должны учитываться при разработке методов расчета их сейсмостойкости:

огромные размеры плотин, при колебаниях которых во время землетрясений в движение вовлекаются массы, намного превышающие по величине массы любых других сооружений;

местоположение в каньонах, образовавшихся либо по линиям тектонических разрывностей, либо на участках земной поверхности, сложенных физически или химически слабыми породами; последнее обстоятельство, а также топографические особенности створа приводят к существенному изменению условий прохождения сейсмических волн — возникновению явлений дифракции, рефракции и др.;

необходимость размещения плотин в горных районах, т. е. на участках земной поверхности, обычно отличающихся высокой сейсмической активностью, тогда как при выборе площадок строительства городов и промышленных предприятий всегда имеется возможность в той или иной степени учитывать сейсмическую опасность;

различия в распределении масс по главным направлениям — вдоль и поперек русла реки, чем вызываются существенные различия в поведении плотины при продольном и поперечном сейсме;

значительное развитие размеров плотины от гребня к основанию; ни в одном другом крупном инженерном

сооружении не встречается столь значительной диспропорции между верхним строением и фундаментом, особенно разительной, если включить в состав последнего часть скального массива основания, укрепленного цементацией, и часть, включающую дренаж;

применение для возведения сооружения неармированного или слабоармированного бетона, в котором нельзя допускать развитие сколько-нибудь значительных растягивающих напряжений;

высокие требования к надежности плотин, разрушение которых может иметь катастрофические последствия для целых районов страны, расположенных ниже створа, а также значительные трудности выполнения ремонта плотин при возникновении повреждений в результате землетрясений.

Перечисленные особенности обуславливают необходимость подходить к оценке сейсмостойкости плотин иначе, чем при проектировании других инженерных сооружений. В частности, по мнению докладчика, недопустимо принимать в расчетах сейсмостойкости плотин те же коэффициенты сейсмичности, которые используются в расчетах других сооружений, без специальной проверки. Обоснования проектов плотин должны базироваться на данных изучения сейсмологических характеристик района строительства, а также геоморфологических и стратиграфических особенностей выбранного створа. Обращается внимание на необходимость учета в расчетах сейсмостойкости плотин взаимодействия сооружения с основанием.

Содержащиеся в докладе предложения по расчету плотин на сейсмические воздействия сводятся к следующему.

Расчет сейсмостойкости плотины (автор имеет здесь в виду статический расчет прочности и устойчивости, учитывающий действие сейсмических инерционных нагрузок) должен базироваться на результатах изучения динамических характеристик сооружения. В частности, обязательным должно быть признано хотя бы приближенное определение частот собственных колебаний плотины. Частоту основной формы колебаний автор рекомендует определять по методу Рэлея, а частоты ближайших высших форм — по методу Ритца. Для применения этих методов предлагается рассматривать колебания срединной поверхности плотины, уравнения которой в каждом случае составить нетрудно, если для приближенного расчета

принять эту форму упрощенной, характеризуемой небольшим количеством параметров. Автор приводит несложные примеры построения уравнений срединной поверхности арочной плотины для двух случаев: когда известны положения центров и радиусы окружностей (осей горизонтальных арок), образующих срединную поверхность плотины и когда известны уравнения осей горизонтальных арок на различных уровнях. Других предложений по расчету плотин на сейсмические воздействия доклад не содержит.

Рассматривая содержание докладов, посвященных общим вопросам и нормам проектирования плотин с учетом сейсмических воздействий, следует отметить, что в их основе лежат обычные методы оценки сейсмичности районов строительства в баллах.

Согласно нормам Испании и Турции при проектировании гидросооружений величина коэффициента сейсмичности определяется по картам сейсмичности территории этих стран, подразделяющейся на три группы или категории. При этом для зон слабой (I категория) и средней (II категория) сейсмичности используются только значения сейсмических коэффициентов, а для зон сильной сейсмичности (III категория) должны также проводиться тщательные геологические, тектонические и сейсмологические исследования с целью выявления возможности возникновения, характера и величин подвижек и остаточных смещений скальных массивов, образующих основания плотин и береговые склоны, вдоль активных тектонических разломов. Строительство плотин на скальных массивах с резко различающимися упругими свойствами не разрешается.

При выборе сейсмических коэффициентов учитываются влияние на их величину свойств грунтов и типов основания, характеристик упругости и поглощения материала сооружения с помощью пяти коэффициентов приведенных в специальной таблице.

Дополнительные сведения о методах оценки инженерно-сейсмологических условий районов строительства и выборе необходимых исходных данных, характеризующих сейсмические колебания поверхности грунтов при землетрясениях, приводятся в гл. 2—4.

При выборе типов плотин предпочтение отдается земляным и каменнонабросным конструкциям, способным приспособляться к подвижкам основания и самовос-

становливаются (самозалечиваться). Бетонные прочные плотины, несмотря на их высокую сопротивляемость сейсмическим толчкам, почти не применяются, так как, будучи хрупкими, они не могут противостоять большим остаточным смещениям основания или подвижкам берегов.

Гравитационные бетонные сооружения применяются лишь в редких случаях по экономическим соображениям.

Большой интерес для советского читателя представляют конструктивные мероприятия, имеющие целью повышение сейсмостойкости гидротехнических сооружений, главным образом плотин из местных материалов, а также некоторые рекомендации по расчету и экспериментальным исследованиям этих сооружений на сейсмические воздействия. К числу таких мероприятий относятся: обеспечение достаточного превышения гребня плотины над наиболее высоким уровнем воды в верхнем бьефе с целью предотвращения ее перелива через гребень при образовании в водохранилище длинных волн; увеличение ширины плотины по гребню по сравнению с обычно принимаемой шириной для увеличения на случай аварии длины путей фильтрации; изгиб оси плотины в плане, способствующий закрытию трещин, которые могут возникнуть в теле сооружения при землетрясении; уплотнение откосов для повышения их сопротивления оползанию и др.

Одним из важнейших требований является обеспечение большой площади контакта основания с глинистым ядром. Этот контакт образует резкую границу для сейсмических волн, проходящих из скального основания в мягкое ядро, которое может при этом подвергнуться большим деформациям, трещинообразованию и расслоению. Особые требования предъявляются к проектированию противофильтрационных мероприятий: предусматривается устройство цементационных завес, ниже которых для обеспечения устойчивости тела плотины располагаются дренажные галереи, и т. п.

Расчет сейсмостойкости плотин должен базироваться на результатах изучения динамических характеристик сооружения. Заслуживают внимания приводимые в нормативных документах Испании и Японии рекомендации по возможности повышения прочности бетона при учете сейсмических нагрузок на 20—30% по сравнению с принимаемой при обычных статических нагрузках.

РАСЧЕТ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ БЕТОННЫХ АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Собственно вопросам проектирования и расчета сейсмостойкости бетонных арочных плотин посвящены три доклада: Т. Хатано, (Д-1), Р. Дангара, Р. Северна и П. Тэйлора (Д-7) и Д. Коупена (Д-14). К этой же группе докладов мы отнесли доклад Г. Оберти и Е. Лолетта (Д-26), в котором рассматриваются вопросы методики и техники модельных исследований сейсмостойкости таких плотин.

Доклад Т. Хатано (Д-1) представляет собой комментарий к японским нормам проектирования арочных плотин. Впервые такие нормы были утверждены Японским национальным комитетом по большим плотинам в 1957 г. В связи с быстрым развитием строительства арочных плотин в Японии эти нормы были пересмотрены и опубликованы в 1965 г.; подготовка норм проектирования других видов плотин к этому времени не была закончена.

Пересмотр норм проектирования арочных плотин коснулся следующих основных положений.

Применявшиеся до того статические методы расчета были заменены методом, включавшим анализ динамического состояния сооружения.

Было принято требование обеспечения основанию плотины такого же запаса прочности, как и для тела сооружения.

В расчеты прочности бетона плотины было введено требование учета не только максимального главного напряжения, но и напряжения, действующего в перпендикулярном ему направлении.

Доклад посвящен рассмотрению первого из указанных положений, причем в нем разбираются вопросы определения сейсмических инерционных нагрузок (включая гидродинамическое давление воды), а также оценки динамической прочности бетона.

Определение сейсмических инерционных нагрузок. До появления новых норм расчет плотин на сейсмические воздействия производился в Японии по статической методике; насколько можно понять из содержания доклада, эта методика сохраняется для

менее ответственных сооружений и в настоящее время. Расчетные коэффициенты сейсмичности (для условий заполненного водохранилища), принятые в Японии, приводятся в табл. 2.

Таблица 2

Значения коэффициента сейсмичности, принимаемые
в расчетах сейсмостойкости плотин
(для условий заполненного водохранилища)

Типы плотин	Значения k_e для районов	
	Тохоку, Канто, Чубе, Кинки, Южное Сикоку	Хоккайдо, Тохоку, Хокурику, Чугоку, Северное Сикоку, Кюсю
Бетонные и каменнонабросные плотины	0,12—0,20	0,10—0,15
Земляные плотины	0,15—0,25	0,12—0,20

При определении величины инерционной сейсмической нагрузки исходят из предположения, что ускорения сейсмических колебаний сооружения в 2 раза превышают ускорения колебаний основания. Для условий незаполненного водохранилища величины k_e принимаются в размере 50% табличных.

В настоящее время для расчета сейсмостойкости наиболее ответственных арочных плотин применяется динамическая методика, основанная на предложениях Т. Хатано, подробное обоснование которой содержится в его докладе V Международному конгрессу по большим плотинам¹. Особенности этой методики следующие.

Плотина рассматривается как система с одной степенью свободы: учитывается только одна из основных форм собственных колебаний, которую допускается устанавливать на основе результатов предшествующих исследований и натурных наблюдений или определять по данным модельных исследований.

Определение соответствующей частоты собственных колебаний плотины производится по методу Рэлея.

¹ Т. Hatano, T. Takahashi. Stability of arch dam against earthquakes. 5-th International Congress on Large Dams, 1955.

Считается, что горизонтальная сейсмическая нагрузка, действующая на плотину при продольном сейсме, наиболее опасна; однако в случае необходимости рассматриваются случаи, отвечающие условиям поперечного или вертикального сейсма (последний случай принимается во внимание, по-видимому, только в расчетах плотин двойкой кривизны).

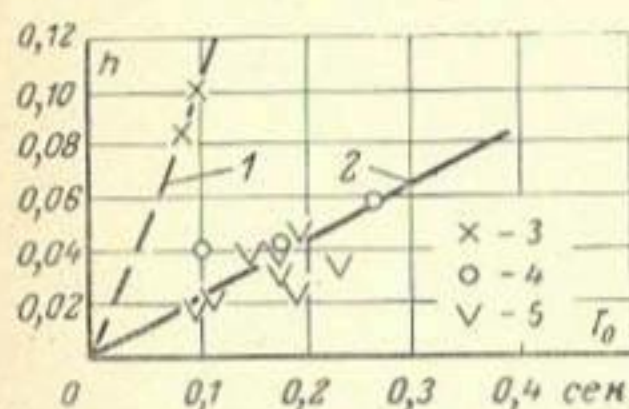


Рис. 4. Затухание h в долях критического и периоды собственных колебаний T_0 арочных плотин, полученные при полевых испытаниях.

1 — при разрушающих вибрациях; 2 — при слабых колебаниях; 3 — модельная арочная плотина высотой 13 м; 4 — арочная плотина высотой 100 м; 5 — то же 60 м.

Характеристики затухания подбираются по данным произведенных ранее инструментальных наблюдений, в частности полученным при испытаниях реальных сооружений действием вибрационных нагрузок. Представляют значительный интерес приведенные в докладе данные экспериментального изучения затухания колебаний арочных плотин, полученные при их испытаниях с помощью вибрационных машин (рис. 4).

Гидродинамическое давление рассматривается как нагрузка, действующая по радиусам горизонтальных арок; ее величина определяется по упрощенной формуле Вестергарда. Автор считает, что хотя эта приближенная формула (построенная для случая колебаний в жидкости двумерной вертикальной недеформируемой стенки) не учитывает влияния сжимаемости воды, ее применение является вполне оправданным, так как дно водохранилища всегда покрыто слоем песка или ила, а при этом развитие резонансных колебаний невозможно. Высказывая эту точку зрения, Т. Хатано ссылается на результаты выполненного им исследования, опубликованные ранее¹.

В докладе дается краткая характеристика методики расчета сейсмических колебаний арочной плотины как системы с одной степенью свободы, не представляющая большого интереса для советских специалистов.

¹ Т. H a t a n o, An examination on the resonance of hydrodynamic pressure during earthquakes due to the elasticity of water. Technical Report C-65001 C. R. J. E. P. J., 1965, VI.

Отмечается, что в особо ответственных случаях необходимо учитывать в расчетах несколько форм собственных колебаний плотины, но никаких конкретных указаний на то, как это делать, не приводится. Говорится, что в таких случаях для определения расчетного напряжения σ_a в данной точке a может быть использована формула

$$\sigma_a = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} \sigma_{ai}^2}, \quad (1)$$

где σ_{ai} — напряжение в точке a , возникающее при колебаниях i -й формы.

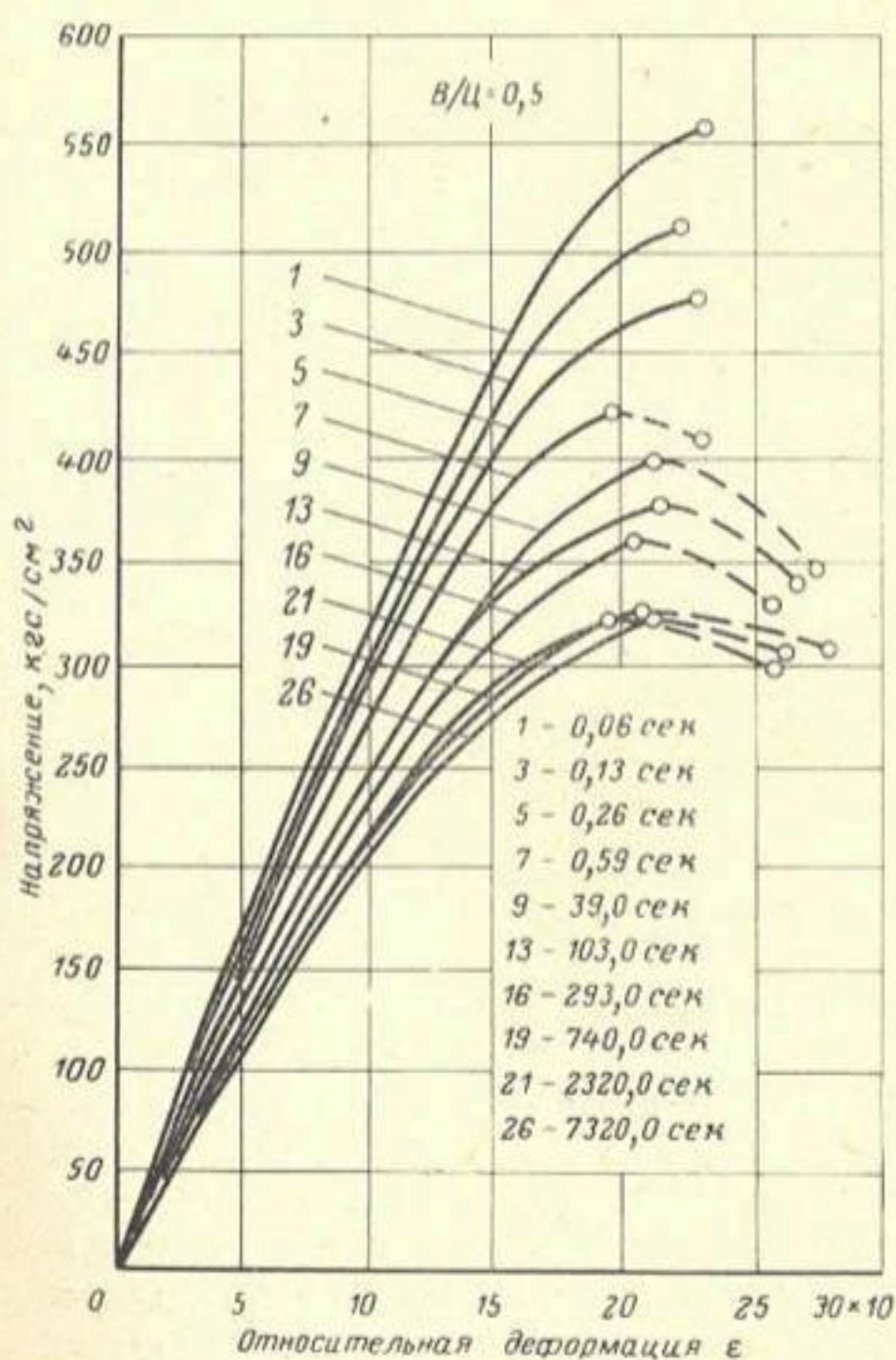


Рис. 5. Соотношение напряжение—деформация при испытаниях бетона на разрушение при различной продолжительности действия нагрузки.

Вопросы оценки динамической прочности бетона. Т. Хатано отмечает, что поведение бетона, подвергающегося действию динамической нагрузки типа сейсмической, значительно отличается от наблюдаемого при действии статической нагрузки вследствие упругопластической природы этого материала. На рис. 5 приводится график, построенный по результатам испытаний цилиндрических бетонных образцов на осевое сжатие при различной продолжительности нагружения. Из графика видно, что при сокращении продолжительности действия нагрузки предельное сопротивление бетона разрушению при сжатии сильно возрастает, модуль упругости бетона также возрастает, а предельная относительная деформация сжатия остается практически неизменной.

Если обозначить продолжительность действия сжимающей разрушающей нагрузки через t_u , предельное напряжение через σ_u , модуль упругости через E_u и относительную предельную деформацию сжатия через ϵ_c , то для диапазона $0,03 < t_u < 8000$ сек результаты проведенных Т. Хатано исследований можно представить в виде

$$\frac{1}{\sigma_u} = A + B \log t_u; \quad \frac{1}{E_u} = C + D \log t_u; \quad \epsilon_c = E, \quad (2)$$

где A, B, C, D и E — постоянные для данного бетона.

Отмеченные выше общие закономерности справедливы и для случая растяжения. Можно считать, что при нагрузках типа сейсмических прочность бетона увеличивается не менее чем на 30 %.

Доклад Р. Дангара, Р. Северна и П. Тэйлора (Д-7) посвящен описанию методики и результатов исследования сейсмостойкости арочных плотин, выполненного под руководством Комиссии по арочным плотинам Института гражданского строительства Великобритании.

После краткого обзора работ предшественников авторы отмечают, что к настоящему времени наиболее полно изученными являются вопросы расчета сейсмостойкости железобетонных рамных каркасов. Сооружения этого типа могут выдерживать воздействие значительных местных перенапряжений растяжения и имеют большую резервную емкость для поглощения энергии в результате возникновения неупругих деформаций. Арочные плотины почти не армируются, вследствие чего они не обладают

указанными свойствами, однако это не мешает использовать для их расчета достижения спектральной теории сейсмостойкости, хорошо развитой применительно к сооружениям данного типа.

Арочная плотина обладает бесконечным числом степеней свободы. Существует несколько способов, позволяющих представить ее в виде системы с конечным числом степеней свободы. Как показали работы О. Зенкевича¹, наиболее выгодным в данном случае будет применение метода конечных элементов.

Уравнения движения арочной плотины с конечным числом степеней свободы, колеблющейся при заполненном водохранилище, в матричной форме имеет вид

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = -\kappa\ddot{q}, \quad (3)$$

где m , c и k — соответственно матрицы массы, затухания и жесткости; q — вектор перемещения (точки обозначают дифференцирование по времени); κ — так называемая гидродинамическая матрица.

Если c не равно нулю, то решение получается весьма сложным; однако когда затухание невелико, можно принять $c=0$, поскольку это допущение почти не влияет на частоты и формы собственных колебаний сооружения.

Матрицы m и κ можно объединить, и если результирующую матрицу обозначить через M , уравнение (3) при $c=0$ примет вид

$$M\ddot{q} + kq = 0. \quad (4)$$

Способ построения матриц массы и жесткости при треугольных конечных элементах известен. Получение гидродинамической матрицы облегчается решением уравнения Лапласа при допущении о несжимаемости жидкости и отсутствии волн на поверхности. Существуют численные методы решения уравнения Лапласа, но в случае арочных плотин очень трудно выбрать граничные условия. Поэтому целесообразно использовать аналоговые приборы ЭГДА. Исследования Тэйлора показали, что следует при моделировании принимать длину водохранилища не меньше, чем 2,5 высоты плотины.

¹ О. С. Zienkiewicz. The finite element method and its application in vibration analysis symposium on numerical methods for vibration problems. Southampton Univ., July 1966.

С 1958 г. в Комитете арочных плотин Институтом гражданского строительства Великобритании были проведены исследования сейсмостойкости ряда арочных плотин. В докладе рассматриваются две схемы: схема 1 с постоянным углом раскрытия (рис. 6,а) и схема 2 с изменяющимися углами раскрытия (рис. 6,б). Модели изготовлялись из цементного раствора с размерами элементов $6,4 \times 38,4$ см. Они устанавливались одна от другой на расстоянии, равном трем высотам. Динамическое моделирование проводилось по принципу, чтобы число Коши было одинаковым для модели и прототипа. Часто-

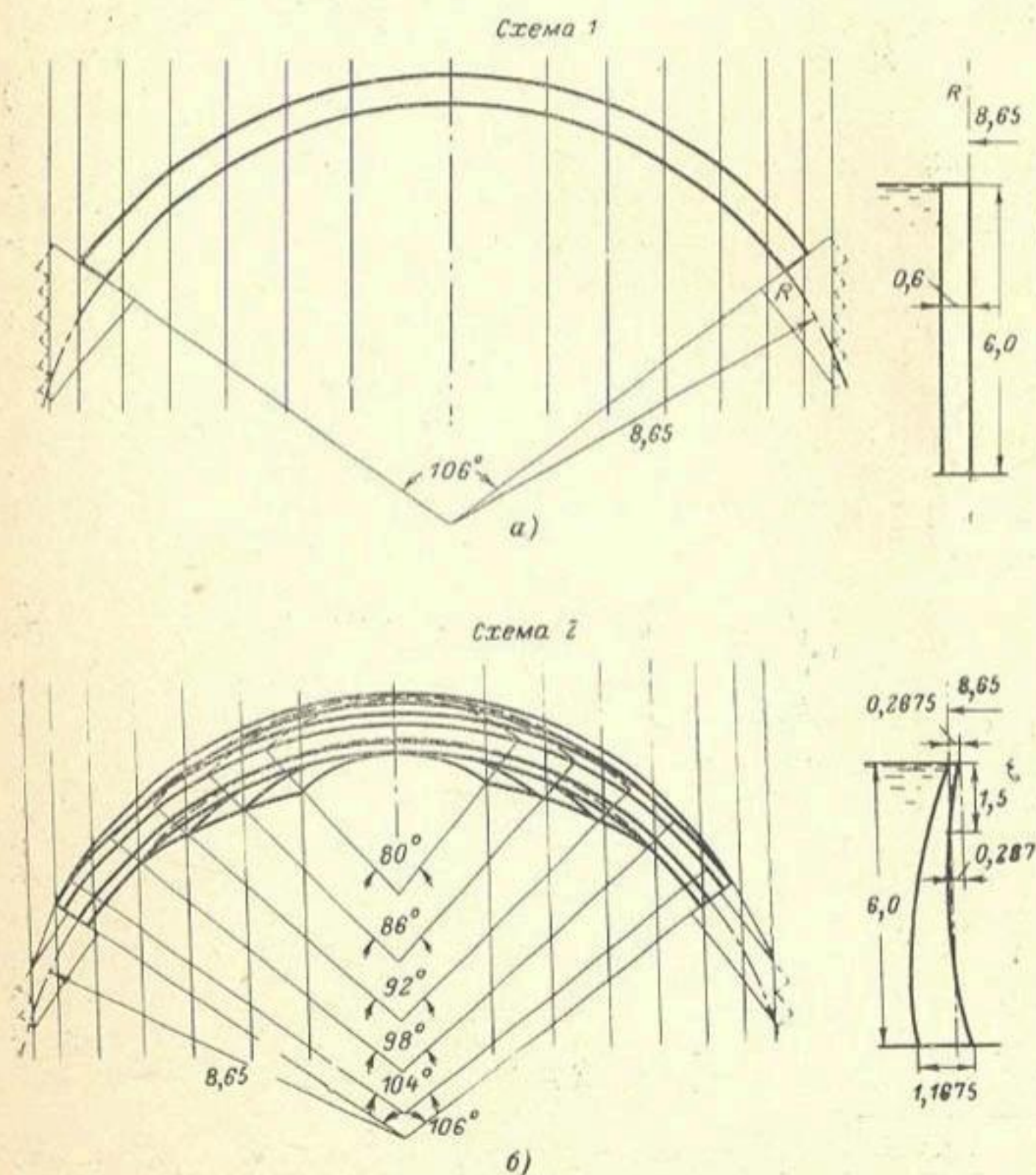


Рис. 6. Вид моделей арочных плотин.

та собственных колебаний прототипа определялась соотношением

$$\omega_{\text{п}}^2 = \omega_{\text{м}}^2 \left(\frac{h_{\text{м}}}{h_{\text{п}}} \right)^2 \left(\frac{E_{\text{п}}}{E_{\text{м}}} \right) \left(\frac{\gamma_{\text{м}}}{\gamma_{\text{п}}} \right), \quad (5)$$

где ω — собственная частота; h — высота плотин; E — динамический модуль упругости; γ — масса в единице объема. Индексы «п» и «м» обозначают прототип и модель.

Для обеспечения динамического подобия требуется удовлетворение условия Коши как для плотины, так и для присоединенной жидкости, что требует равенства динамических модулей и удельных масс для модели и прототипа. На практике этого весьма трудно достигнуть, и приходилось несколько отступать от указанных жестких требований.

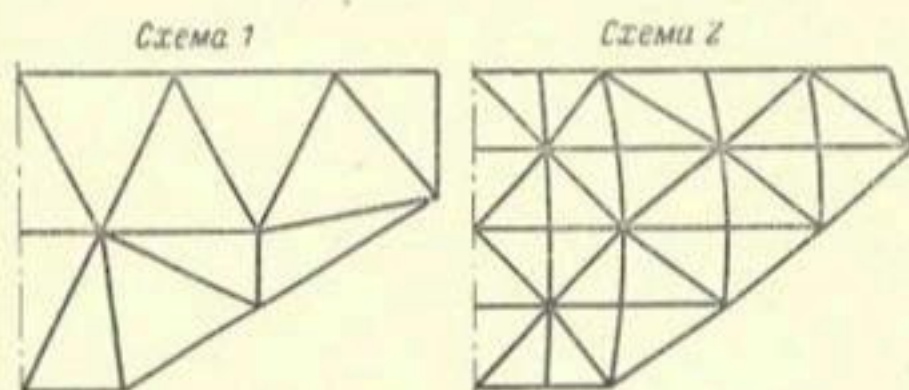


Рис. 7. Разбивка схем 1 и 2 на конечные элементы.

Для определения резонансных частот и форм колебаний экспериментальным путем на поверхность каждой модели была нанесена сетка из точек, соответствующих формам теоретической идеализации. В узлах сетки были наклеены куски липкого пластыря, который позволял закреплять в этих точках небольшой акселерометр

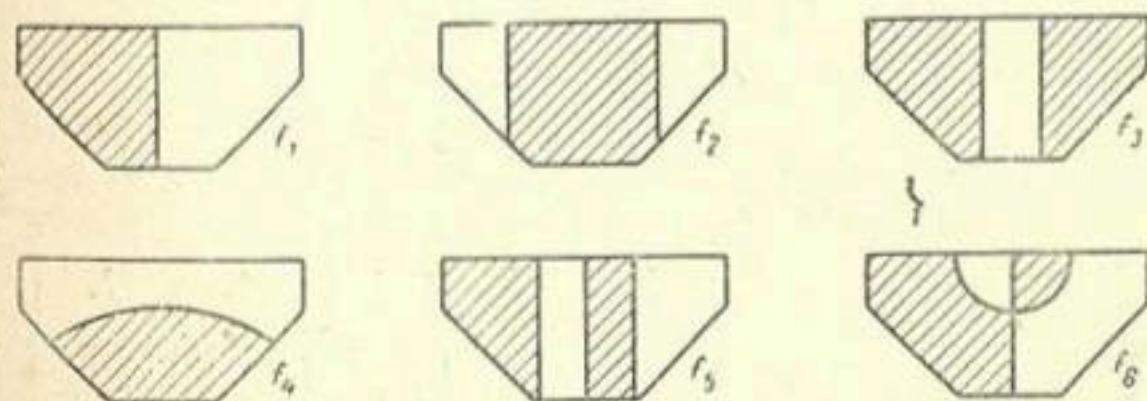


Рис. 8. Схема 1.
Формы колебаний модели плотины.

(весом всего 2 г). После установки вибратора в соответствующем месте для определения каждой формы колебаний акселерометр устанавливается в точке ожидаемой максимальной амплитуды колебаний. Затем при постепенном изменении частоты колебаний находилась резонансная частота, соответствующая изучаемой форме колебаний.

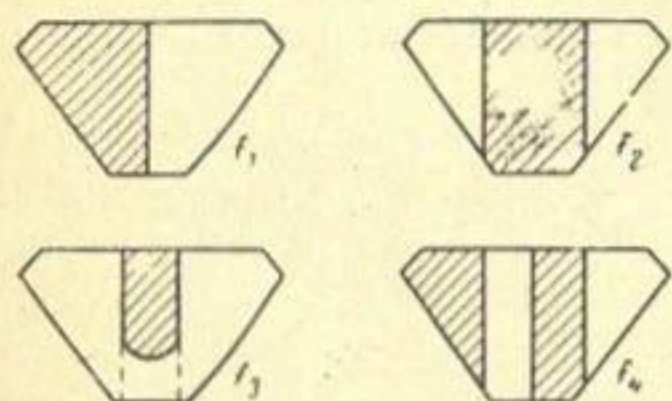


Рис. 9. Схема 2.

Формы колебаний натурального сооружения.

Подводя последовательно второй акселерометр к остальным точкам, удавалось определить амплитуды и фазы колебаний данной формы, а затем, действуя таким же образом, и других форм.

Расчет собственных частот и форм колебаний плотин был выполнен по методу конечных элементов.

Для схемы 1 плотина разделялась на разноугольные треугольники; для схемы 2 использовались в основном прямоугольные треугольники. Расчленение плотин на конечные элементы для схем 1 и 2 приведено на рис. 7.

На рис. 8 представлены формы колебаний, получаемые теоретическим путем для модели плотины по схеме 1 (см. рис. 6,а). Величины собственных частот модели характеризуются данными табл. 3. На рис. 9 показаны формы колебаний для плотины по схеме 2 (рис. 6,б). В табл. 4 приведены величины частот собственных колебаний плотины. Частоты найдены экспериментальным путем (получены непосредственно из опытов и умножены на коэффициент подобия 0,029).

Из данных, приведенных на рис. 8 и 9, видно, что при наличии воды в водохранилище частоты собственных колебаний плотин существенно снижаются. Отмечается, что

Таблица 3

Частоты (в гц) собственных колебаний модели (схема 1)

Наименование	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
Водохранилище не заполнено	753	769	1 098	1 435	1 450	1 938
Водохранилище заполнено	458	490	722	959	1 037	1 311

результаты расчета и данные эксперимента довольно хорошо согласуются.

Переходя к изучению реакции плотин на сейсмическое воздействие, авторы указывают, что эта реакция в каждом случае может быть определена точно, если

Таблица 4

Частоты (в гц) собственных колебаний плотины (схема 2)

Наименование		f_1	f_2	f_3	f_4
Водохранилище не заполнено	расчет	2,06	2,31	2,78	3,86
	эксперимент	2,24	2,49	3,32	4,08
Водохранилище заполнено	расчет	1,88	2,02	2,98	3,35
	эксперимент	1,92	1,92	2,94	3,71

воспользоваться методом разложения воздействия по формам собственных колебаний сооружения¹. Реакции отдельных форм могут быть вычислены для любого отрезка времени t из интегрального уравнения

$$q = FF'M \int_0^t \frac{\ddot{u}(\tau) e^{-\omega_i C(t-\tau)} \sin r_i(t-\tau)}{r_i} d\tau, \quad (6)$$

где F — матрица нормальной формы амплитуд; она нормализована так, что $F'MF = I$;

I — единичная матрица;

M — объединенная матрица массы ($M = m + \kappa$), определенная по уравнению (4);

$\ddot{u}(\tau)$ — ускорение колебаний основания в период времени τ ;

ω_i — i -я собственная частота колебаний (без затухания);

C — отношение коэффициента демпфирования к критическому демпфированию;

$$r_i^2 = \omega_i^2 (1 - C^2).$$

¹ Здесь имеется в виду известный случай, когда сейсмическое воздействие задано в виде акселерограммы колебаний основания плотины, рассматриваемого как жесткая платформа, все точки которой при землетрясении совершают одинаковые движения.

Общая реакция сооружения будет суммой реакций всех форм в данный отрезок времени.

Строгий метод расчета является сложным, поскольку он требует численного пошагового интегрирования уравнений движения сооружения с небольшими промежутками времени. Спектральный метод дает возможность получения максимальных перемещений, скоростей и ускорений колебаний плотины для отдельных форм. Наложение этих максимумов, однако, не представит общей максимальной реакции сооружения, поскольку при простом суммировании не будут учтены фазовые сдвиги между колебаниями различных форм. Очевидно, что спектральный метод можно будет признать приемлемым в том случае, если будет найден удовлетворительный подход к объединению реакций отдельных форм.

Таблица 5

Формулы для определения общей реакции сооружения

Метод	Модальное сейсмо-воздействие	Суммарные сейсмоздействия
1. Верхнего предела	R_i	$\sum_n R_i$
2. Розенблюта	R_i	$\sqrt{\sum_n R_i^2}$
3. Дженнингса	R_i	$\frac{\sum_n R_i + \sqrt{\sum_n R_i^2}}{2}$
4. Мерчанта и Хадсона	R_i	$\frac{m' \sum_n R_i^2 + \sqrt{\sum_n R_i^2}}{(m' + 1)}$

В связи с изложенным был сделан ряд предложений для сочленения отдельных модальных воздействий с целью получения с достаточным приближением истинного максимального воздействия; эти предложения сведены в табл. 5.

Отметим, что фигурирующая в последней строке величина m' — некоторый весовой коэффициент, который должен подбираться эмпирическим путем.

С целью обоснования выбора способа суммирования реакции плотин на землетрясения (схемы 1 и 2) определялись строгим методом и с помощью спектрального метода при использовании различных формул для суммирования (табл. 5).

В расчетах сейсмическое воздействие было задано в виде акселерограмм трех калифорнийских землетрясений: 1) Санта-Барбара, 30 июня 1941 г. (максимальное ускорение $0,24 g$, продолжительность 10 сек), 2) Тайт, 21 июля 1952 г. (соответственно $0,18 g$ и 24 сек) и 3) Эль-Центро, 18 мая 1940 г. ($0,23 g$ и 30 сек). Поскольку бетон обладает относительно небольшим внутренним поглощением, величина коэффициента затухания в расчетах задавалась в пределах от 0 до $0,10$ критического.

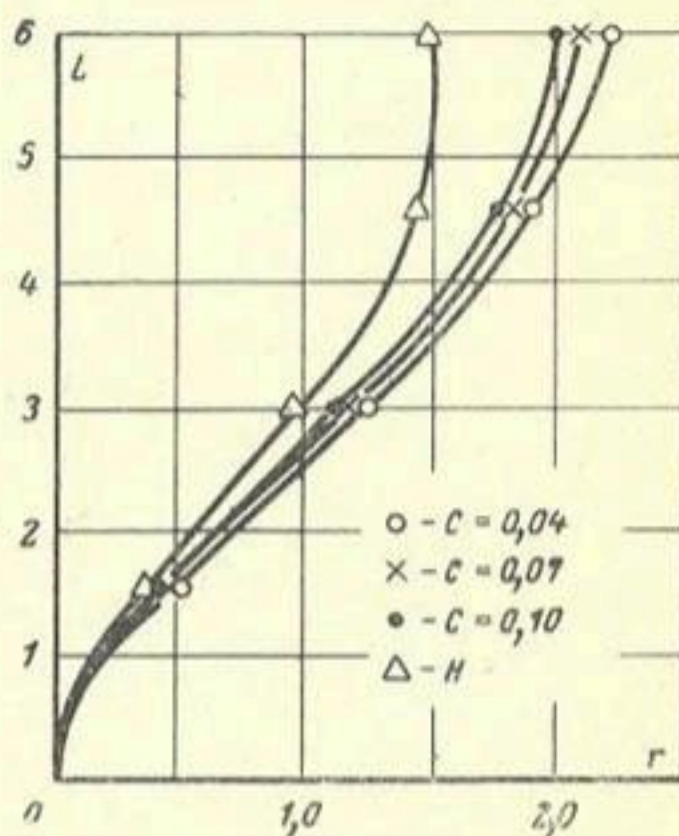


Рис. 10. Максимальные радиальные смещения r по высоте центральной консоли (при землетрясении 3, действующем в направлении верховой грани для различных коэффициентов C затухания).

В докладе приводятся некоторые результаты расчетов, произведенных путем пошагового решения общего уравнения (6) с помощью ЭВМ. Показывается, что изменение коэффициента C затухания в пределах от $0,04$ до $0,10$ сравнительно мало влияет на результаты расчета; для иллюстрации этого положения приводятся кривые (рис. 10) смещений центральной консоли под воздействием одного из землетрясений при $C = 0,04$; $0,07$ и $0,10$.

Напряженное состояние плотин исследовалось при различных углах между направлением сейсмического воздействия и осью каньона, причем оказалось, что максимальные арочные напряжения для углов, отличных от нуля, никогда не превышали получаемых при чистом продольном сейсме. В качестве примера на рис. 11 пред-

ставлены кривые изменения максимальных напряжений, действующих в верхней арке, при двух углах подхода сейсмического воздействия: $\theta=0$ и $\theta=30^\circ$.

Рассматривая случаи заполненного и пустого водохранилища, авторы указывают на то, что максимальные смещения центральной консоли при сейсмическом воздействии в условиях незаполненного водохранилища

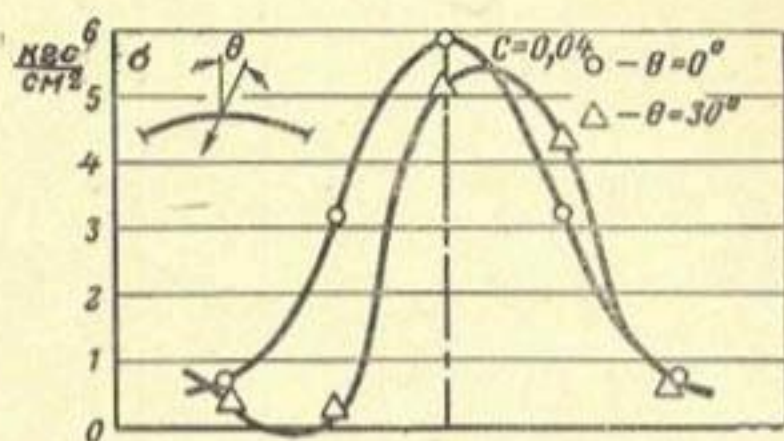


Рис. 11. Схема 1.

Максимальное растягивающее напряжение вдоль срединной поверхности верхней арки для двух углов подхода сейсмического воздействия при землетрясении 2.

отличаются не более чем на $1/8$ от общих максимальных смещений в условиях заполненного. Однако при пустом водохранилище сжимающие напряжения, вызываемые действием гидростатической нагрузки, отсутствуют, вследствие чего под влиянием сейсмического воздействия могут возникать растягивающие напряжения.

Сопоставление результатов расчета, произведенного строгим методом и с помощью метода спектрального разложения воздействия по формам собственных колебаний сооружения с целью оценки различных способов суммирования отдельных форм, приводится в табл. 6, в которую сведены радиальные смещения верхней точки центральной консоли, вычисленные различными способами.

Расчеты выполнены без учета затухания. Статическое отклонение под действием гидростатического давления не включено.

Из табл. 6 видно, что наилучшие результаты дает применение метода 4 (см. табл. 5) при весовом коэффициенте $m'=2$; однако методы 2 и 3 также дают в общем удовлетворительные результаты.

Сопоставление различных способов суммирования отдельных форм реакции сооружения

Землетрясение	θ , град	Состояние водохранилища	Максимальные радиальные смещения, см	Радиальные смещения, полученные по приближенным методам (табл. 5)			
				1	2	3	4
1	0	Полное	0,858	1,020	0,808	0,914	0,951
1	30	"	0,738	0,887	0,701	0,792	0,823
2	0	"	0,838	1,040	0,847	0,948	0,981
2	20	"	0,786	0,986	0,796	0,890	0,920
2	30	"	0,725	0,905	0,735	0,820	0,847
3	0	"	2,410	2,580	2,110	2,350	2,430
3	20	"	2,270	2,430	1,980	2,210	2,280
3	30	"	2,090	2,240	1,830	2,030	2,100
3	0	Опорожненное	0,655	0,771	0,710	0,741	0,750

В заключение авторы указывают, что в докладе освещаются итоги лишь первого этапа выполнения большой программы исследований сейсмостойкости арочных плотин, намеченной Институтом гражданских инженеров Великобритании, вследствие чего полученные выводы следует рассматривать как предварительные.

В докладе Д. Коупена (Д-14) излагаются основы методики расчета сейсмостойкости бетонных арочных плотин, применяемой Бюро мелиорации США. Хотя движения основания плотины при землетрясениях могут иметь любое направление в пространстве, в расчетах учитываются только горизонтальные движения, отдельно продольные и поперечные по отношению к оси ущелья (продольный и поперечный сейсм). Считается, что поскольку вертикальные инерционные нагрузки малы по сравнению с весом сооружения, они не могут угрожать его прочности¹.

Определение сейсмических инерционных нагрузок производится по спектральной методике, причем рассматриваются только две основные формы собственных колебаний сооружения: симметричная и обратосимметричная. Главной считается первая, так как исходят из того, что продольный сейсм более опасен для прочно-

¹ В арочных плотинах двойкой кривизны это условие может не выполняться. Прим. авт.

сти и устойчивости плотины, чем поперечный. Предполагается, что первая форма может хорошо представлять все симметричные формы при продольном, а вторая — все обратносимметричные при поперечном сейсме.

Расчет производится по методу «арки — консоли», причем плотина разбивается на некоторое количество призматических элементов. Симметричная форма колебаний задается таким образом, чтобы отклонения цен-

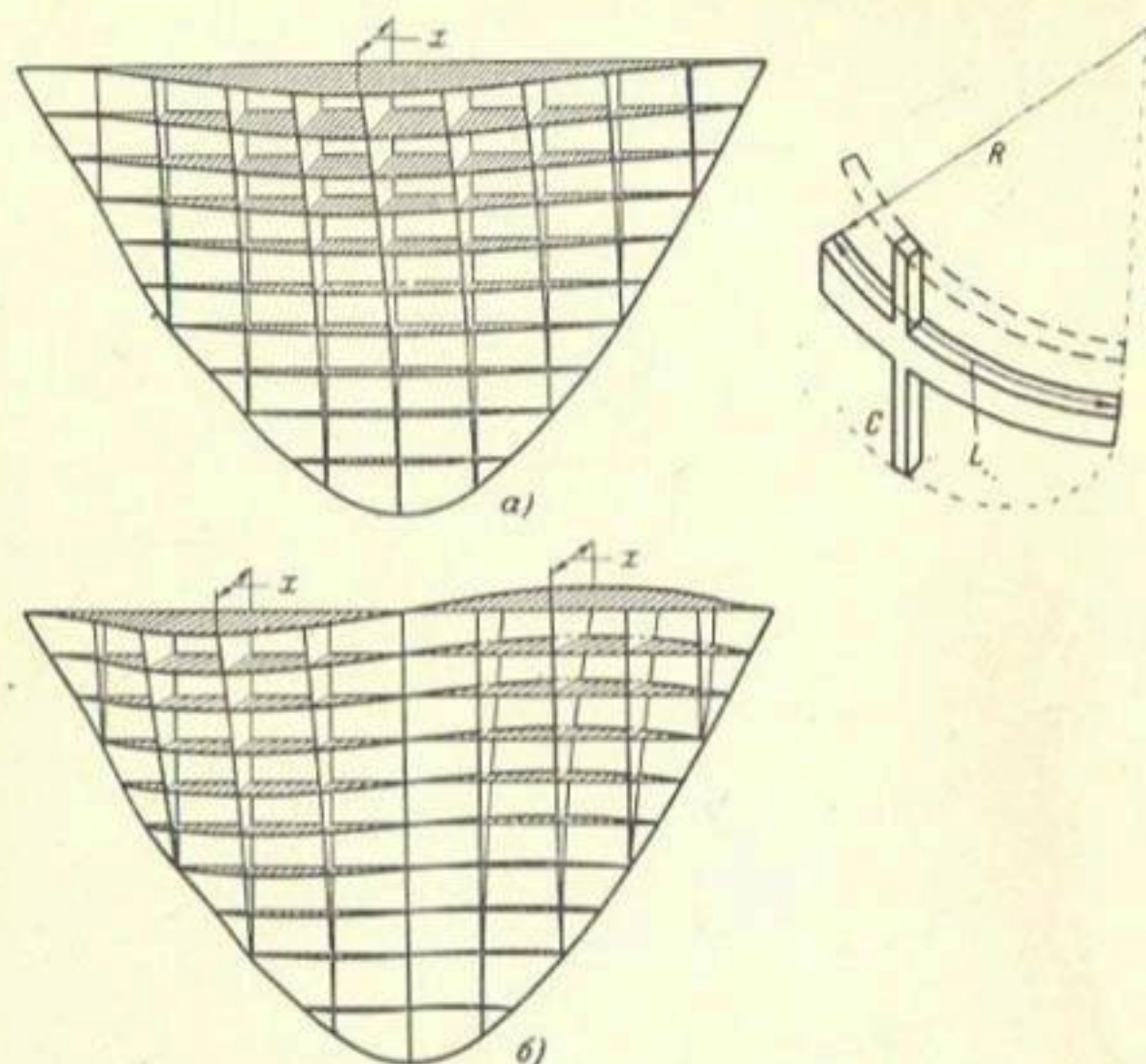


Рис. 12. Определение формы колебаний при симметричном смещении.

a — первая форма колебаний (симметричная); *b* — вторая форма колебаний (обратносимметричная); *R* — радиус по центральной оси; *L* — длина арки; *C* — длина консоли.

тральной консоли были максимальными, а обратносимметричная — чтобы они были равны нулю; смещение остальных точек определяются в некоторой функции относительной удаленности от центральной консоли.

Принятое членение плотины и заданные формы перемещений арок и консолей показаны на рис. 12.

Квадраты круговых частот первых двух форм колебаний плотины определяются путем приравнивания максимума потенциальной энергии сооружения во время его

колебания максимуму кинетической энергии. Кинетическая энергия включает как энергию массы сооружения, так и энергию массы присоединенной воды. Потенциальная энергия включает энергию прогиба и укорочения ребер арок и изгиба консолей. Расчетное уравнение, полученное Кроуфордом¹, имеет следующий вид:

$$\frac{\omega^2}{E} = \frac{C_1 \sum_{i=1}^n \frac{I_i k_i^2}{L_i^3} + C_2 \sum_{i=1}^n \frac{A_i L_i k_i^2}{R_i^2} + C_3 \sum_{j=1}^m \frac{b_j k_j^2}{H_j^3} [a_j^3 + 4(a_j c_j)^{3/2} + c_j^3]}{C_4 \sum_{i=1}^n \mu_i L_i k_i^2 + C_5 \sum_{i=1}^n \frac{B_i \omega d_i k_i^2}{g}}, \quad (7)$$

где ω — круговая частота собственных колебаний плотины, рад/сек;

i — номера арок (1-й, 2-й, 3-й и т. д.);

j — номер консоли;

n — общее число арок;

m — общее число консолей;

E — модуль упругости, фунт/фут²;

I_i — момент инерции сечения арки относительно вертикальной оси, фут⁴;

A_i — площадь сечения плотины на арке, фут²;

k_i — максимальный относительный прогиб арки i , фут;

k_j — максимальный относительный прогиб консоли j , фут;

L_i — длина арки, фут;

H_i — длина консоли, фут;

R_i — радиус кривизны центральной линии марки i , фут;

a_j — толщина основания консоли j , фут;

b_j — ширина консоли j , фут;

c_j — толщина консоли j на гребне, фут;

μ_i — масса единицы длины бетона в арке i , фунт $\times$ сек²/фут²;

B_i — горизонтальный размер присоединенного объема воды у основания арки i , фут;

¹ Grawford C. C. Earthquake design loading for thin arch dams. Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1965.

d_i — глубина воды у арки i , фут;

w — объемный вес воды, фунт/фут³;

g — ускорение свободного падения, фут/сек²;

C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 — постоянные интегрирования.

Для первой формы $C_1=99,1$; $C_2=0,137$; $C_3=0,0278$; $C_4=0,198$; $C_5=0,198$.

Для второй формы $C_1=875$; $C_2=0$; $C_3=0,0278$; $C_4=0,230$; $C_5=0,095$.

Вязкое сопротивление (демпфирование) на основании исследований Окамото принимается равным 5% критического. Величина объема присоединенной воды в соответствии с исследованиями Вестергарда, Цангара и Зинкевича и Натса принимается по зависимости

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{hy},$$

где h — максимальная глубина в водохранилище, а y — расстояние по вертикали от отметки поверхности воды до рассматриваемой отметки.

Для второй формы b определяется зависимостью

$$b = \frac{1}{3} \sqrt{hy} \frac{2x}{L},$$

где L — длина линии контакта воды с напорной гранью плотины, а x — расстояние от осевой вертикальной плоскости плотины (рис. 13).

При определении расчетных ускорений для районов, где не регистрировались землетрясения, принимают умеренную интенсивность с ускорением $0,1g$ (для скальных оснований). Для очень сильных землетрясений эту величину увеличивают в 3,5—5 раз и вводят коэффициент эффективности для арочных плотин 0,6, и, таким образом, получают $(0,1g) \cdot (3,5) \cdot (0,6) \approx 0,2g$. Максимальные ускорения могут иметь место в пределах периодов 0,15—0,6 сек.

Динамическая нагрузка в какой-либо точке плотины прямо пропорциональна вызванному смещению (прогибу) и приведенной массе в этой точке. Приведенная масса включает как массу сооружения, так и присоединенную массу воды. Для определения динамической нагрузки первой формы относительный динамический прогиб в каждой избранной для расчета точке умножается на эффективную массу, соответствующую этой точке. Для

получения суммарной нагрузки точечные нагрузки интегрируются по всей площади сооружения. Эту суммарную нагрузку уточняют затем таким образом, чтобы максимальная сдвигающая сила, действующая в плоскости основания сооружения, удовлетворяла требованиям проекта.

Для землетрясений средней интенсивности (порядка 6—8 баллов) эта сдвигающая сила принимается равной 20% эффективного веса сооружения и присоединенной массы воды.

Проведенные исследования показали, что максимальная нагрузка приходится на верхнюю часть середины арочной плотины, где наблюдаются максимальные прогибы.

Вид и величина инерционных нагрузок, соответствующих второй форме колебаний, устанавливаются с помощью такого же приема, причем величина нагрузки уточняется так, чтобы суммарное совпадающее по направлению усилие на основание одной из половин сооружения удовлетворяло тем же требованиям.

Вид эпюр нагрузок показан на рис. 14.

Во всех расчетах скальное основание плотины рассматривается как абсолютно жесткое.

После нахождения нагрузок соответствующие динамические напряжения определяются по методу пробных нагрузок. Нагрузки горизонтальных и вертикальных элементов определяются для каждой формы колебаний. Напряжения подсчитываются по зависимости

$$\sigma_E = \sqrt{(\sigma_1)^2 + (\sigma_2)^2}. \quad (8)$$

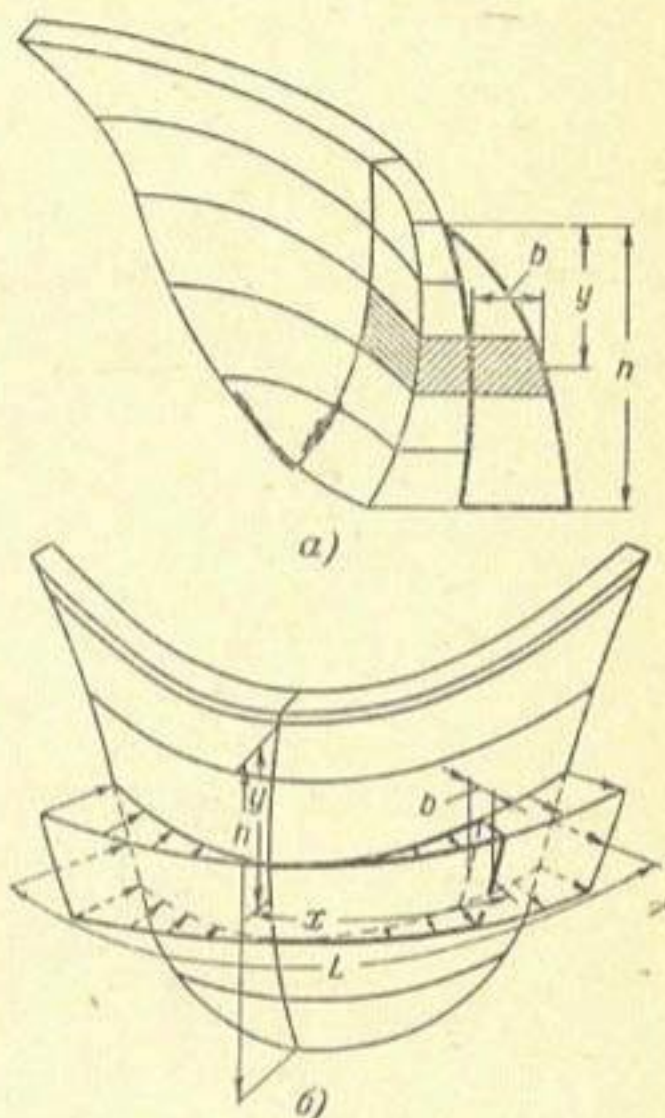


Рис. 13. Присоединенная масса воды, вовлекаемая в движение вместе с плотиной.

а — движение вдоль каньона; б — движение поперек каньона.

Здесь: σ_E — расчетное сейсмическое напряжение; σ_1 и σ_2 — напряжения для первой и второй форм колебаний.

Обычно расчет ведется для полного водохранилища и малых изменений температуры плотины.

Докладчик приводит четыре примера результатов сейсмических расчетов, выполненных для арочных плотин США.

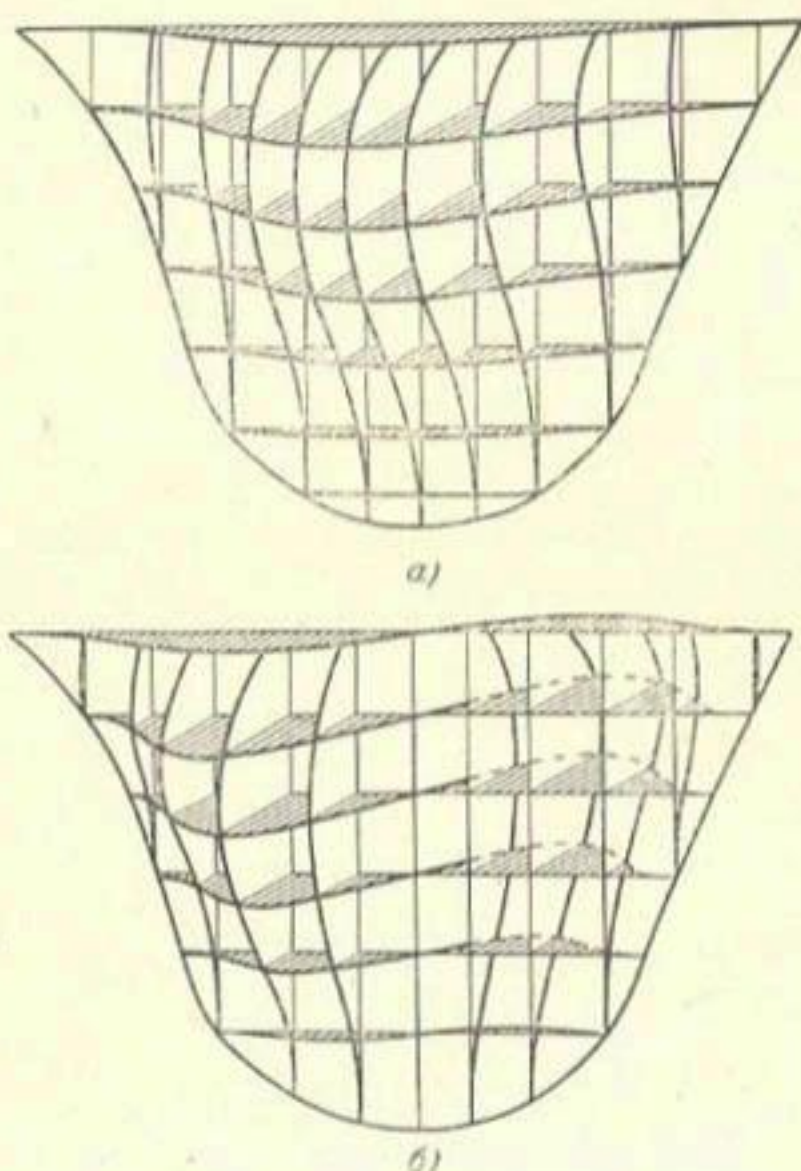


Рис. 14. Типичные эпюры нагрузок при землетрясении при учете:

a — первой формы колебаний; *b* — второй формы колебаний.

1. Плотина Йеллоутэйл высотой 160 м, длиной по гребню 442 м, толщиной по гребню 6 м и по основанию 44 м. Собственная частота колебаний для первой формы 2,0 гц, для второй 2,4 гц; максимальные напряжения для первых двух форм 85 кгс/см². Вместе с нормальными статическими эти напряжения достигают на сжатие 134 кгс/см² и на растяжение 44 кгс/см².

2. Плотина Мороу Пойнт высотой 143 м, толщиной по гребню 3,7 м и по основанию 16 м. Длина плотины по гребню 219 м и вблизи основания 105 м. Расчетная частота собственных колебаний по первой форме 3 гц, по второй форме 3,8 гц. Максимальные подсчитанные сейсмические напряжения 80 кгс/см^2 , а суммарные вместе с нормальными расчетными максимальные сжимающие 117 кгс/см^2 и растягивающие 62 кгс/см^2 .

3. Плотина Монтичелло высотой 93 м, длиной по гребню 311 м и вблизи основания 113 м, толщиной по гребню 3,7 м и по основанию 27 м. Частота собственных колебаний для первой формы 2,7 гц, для второй 3,7 гц. Максимальные расчетные сейсмические напряжения 53 кгс/см^2 , а вместе с нормальными расчетными максимальные сжимающие 81 кгс/см^2 и растягивающие 30 кгс/см^2 .

4. Плотина Ист Кеньон высотой 79 м, длиной по гребню 104 м и вблизи основания 30 м, толщиной по гребню 2 м и по основанию 6 м. Подсчитанная частота собственных колебаний для первой формы 5,5 гц, для второй 8,2 гц. Максимальные расчетные сейсмические напряжения для первых двух форм колебаний 35 кгс/см^2 , а в сочетании с нормальными расчетными максимальные сжимающие 50 кгс/см^2 и максимальные растягивающие 20 кгс/см^2 .

В 1965 г. было проведено в натурных условиях определение частоты собственных колебаний плотины Монтичелло. Они оказались 3,1 гц для первой и 3,6 гц для второй формы.

В связи с кратковременностью действия сейсмических нагрузок докладчик считает вполне допустимым их значительное (насколько, в докладе не указывается) превышение над нормативными расчетными для обычных нагрузок.

В Бюро мелиорации США для сейсмических расчетов при проектировании плотин базируются на следующих нормативных требованиях.

1. Бетонные плотины рассматриваются как упругие сооружения, которые могут динамически воспринимать сейсмические воздействия.

2. Необходимо прежде всего определить период собственных колебаний плотины. Максимальное спектральное сейсмическое воздействие может иметь место при

периодах собственных колебаний от 0,15 до 0,6 сек. Если наибольшие периоды собственных колебаний плотин лежат в этих пределах, то считается, что плотина динамически воспринимает сейсмическое воздействие.

3. Если установлено, что плотина динамически воспринимает сейсмические воздействия, сейсмические нагрузки рассчитываются следующим путем:

а) определяют две основные формы колебаний плотины — симметричную и обратносимметричную;

б) определяют приведенную (эффективную) массу плотины для этих двух форм колебаний;

в) определяют присоединенную (эффективную) массу воды;

г) определяют динамическую нагрузку как произведение динамических прогибов точки на суммарную массу, приведенную к этой точке;

д) уточняют эту нагрузку, так чтобы она соответствовала максимальной величине сдвигающей сейсмической силы по основанию;

е) если плотина расположена в районе, не имеющем сейсмической истории, или в районе с небольшой сейсмической активностью, то сдвигающую силу принимают равной 0,2 суммарной проведенной массы сооружения и присоединенной массы воды;

ж) если имеются сведения о высокой сейсмичности района или записи землетрясений, то нагрузку следует определять для наибольшей возможной интенсивности землетрясения в соответствии с пп. «г» и «д».

4. Прилагают сейсмическую нагрузку отдельно для каждой из двух форм колебаний и определяют напряжения для каждой формы по полному методу пробных нагрузок или другому равноценному методу расчета.

5. Соединяют напряжения для двух форм колебаний по зависимости (8).

6. Суммируют алгебраически сейсмические напряжения со статическими для нормальных условий нагрузки.

7. Предполагается, что если максимальные сжимающие напряжения с учетом сейсмики не превышают половины сжимающих напряжений, соответствующих марочной прочности бетона, то сооружение считается надежным.

Имеется в виду, что возникновение высоких растягивающих напряжений не является опасным, так как нелинейные эффекты, пластические деформации и трение

в швах в значительной мере погасят энергию колебаний.

В докладе (Д-26) Г. Оберти, Ф. Асче и Е. Лолетта, посвященном модельным исследованиям сейсмостойкости плотин, излагается методика, принятая в институте ISMES (Бергамо).

В начале своего доклада авторы отмечают, что достигнутые в области теории сейсмостойкости за последние годы значительные успехи относятся главным образом к изучению работы сооружений в упругой стадии. Решение вопросов, связанных с изучением разрушений сооружений при землетрясениях, аналитическим путем пока невозможно. Восполнить этот пробел позволяют модельные исследования, с помощью которых могут решаться такие задачи, как выяснение особенностей взаимодействия между водой водохранилища и сооружением, изучение нелинейных факторов, от которых зависит поведение последнего, в том числе влияния конструктивных разрывов (швов, трещин), оценки влияния неоднородности тела плотины и массива основания.

В институте ISMES модельные исследования используются для изучения работы гидротехнических сооружений как на упругой стадии, так и на стадии разрушения.

Определение частот и форм собственных колебаний, а также сейсмонапряженного состояния плотин на упругих моделях. В этом случае исследования ведутся по следующей схеме.

Динамическую нагрузку в виде синусоидальных возмущающих сил прикладывают к плотине с помощью специальных возбудителей с регулируемой частотой или лучше придают нужные колебания плотине и основанию, установив их для этого на специальной сейсмоплатформе. Модель оборудуется тензометрами и вибродатчиками, дающими сейсмические перемещения и напряжения в зависимости от частоты; эти зависимости задаются в виде амплитудно-частотных характеристик. Для заданных возмущений это дает частоты и формы колебаний модели (близко совпадающие с частотами и формами собственных колебаний), а также действующие сейсмические напряжения в наиболее важных точках. Эти воздействия могут связываться с действительными посредством коэффициента сейсмического подобия Σ , который

в принятой схеме равен отношению модельного сейсмического спектра к сейсмическому спектру прототипа.

Понятно, что коэффициент Σ не есть масштабный коэффициент шкалы подобия, а является параметром, указывающим на разницу форм колебаний естественного землетрясения и схематизированного, создаваемого на модели.

Очевидно, что коэффициент Σ зависит от периода T и демпфирования (сопротивления) n . Однако только значения Σ_i , принятые для естественного периода T_i сооружения, учитывая, что демпфирование n_i связано с ними, представляют интерес. На самом деле известно, что в сооружениях, являющихся системами со многими степенями свободы, суммарные воздействия являются линейной комбинацией воздействий, относящихся к различным формам. Для расчета принимаются специально подобранные фазы перемещения, так как все отдельные воздействия не возникают одновременно.

По мнению авторов, для плотин обычна только первая форма колебаний; иногда имеет значение вторая — вне зависимости от того, симметричны ли эти формы; формы более высоких частот лежат вне пределов частот землетрясения. Более того, быстро затухающие более высокие формы дают небольшие напряжения¹.

Упругую модель легко изготовить, когда исследования ставятся только для изучения поведения сооружения в упругой стадии независимо от его работы за пределами последней.

Если изготовить модель в масштабе $\lambda = L_r/L_m$, то отношения $\xi = E_r/E_m$ модулей упругости и плотности $\rho = \delta_r/\delta_m$ будут фиксированы.

Тогда шкалы времени и ускорений будут равны:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \lambda^{1/2} \rho^{-1/2} \xi^{-1/2}; \\ \alpha &= \lambda^{-1} \rho^{-1} \xi. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Исследования работы арочных плотин по стадии разрушения. В настоящее время невозможно создать модель для изучения динамики плотины, учитывающую также ее статическую работу, т. е. собственный вес бетона сооружения и особенно действие воды

¹ Это мнение является неправильным: для расчета арочных плотин могут иметь значение несколько форм собственных колебаний сооружения. *Прим. авт.*

в водохранилище. Известны комплексные теоретические исследования, учитывающие взаимное воздействие плотины и воды водохранилища, но проблема все еще остается нерешенной.

Это явление может в некоторых аспектах воспроизводиться на частной модели, когда шкала плотности (для бетона и воды) определяется отношением

$$\lambda \rho = \xi. \quad (10)$$

Такого рода модели испытывались в ISMES.

В табл. 7 приведены краткие характеристики плотин, сейсмостойкость которых испытывалась в ISMES.

Таблица 7

Характеристики некоторых арочных плотин

Название плотины	Страна	Тип плотины	Пролет, м	Высота, м	Масштаб модели
Амбиеста	Италия	Арочная двойкой кривизны	118	56	75
Соледад	Мексика	То же	150	92	100
Санта Роза	"	"	140	117	100
Эль Новилло	"	Арочно-гравитационная	200	138	150
Деж	Иран	Арочная двойкой кривизны	208	187	160
Куробе	Япония	То же	385	184	180
Гранчарев	Югославия	Арочная	150	123	180
Рапель	Чили	Арочно-гравитационная	307	111	140
Окумарита	Венесуэла	Арочная двойкой кривизны	145	57	80

Особую сложность представляют испытания на разрушение динамических моделей. Когда интенсивные землетрясения вызывают напряжения в плотине, переходящие границы упругой работы, надо учитывать пластические свойства материала и наличие прерывностей (швы). Эти факторы коренным образом изменяют распределение сил инерции.

Такая принципиальная разница между поведением сооружения в упругой стадии и поведением при разрушении делает весьма трудными как теоретический расчет, так и модельные испытания, а следовательно, и надежное определение коэффициента запаса. Доведение модели до разрушения в известной мере позволяет оценить запас прочности и выявить наиболее вероятные ме-

ста разрушения. Техника проведения таких испытаний весьма сложна.

В ISMES при испытании моделей на разрушение в последние годы используется следующая методика.

Используется та же модель, что и для испытания в упругой зоне; моделируется также вода в водохранилище; на этой модели соблюдается подобие собственного веса и гидростатического давления.

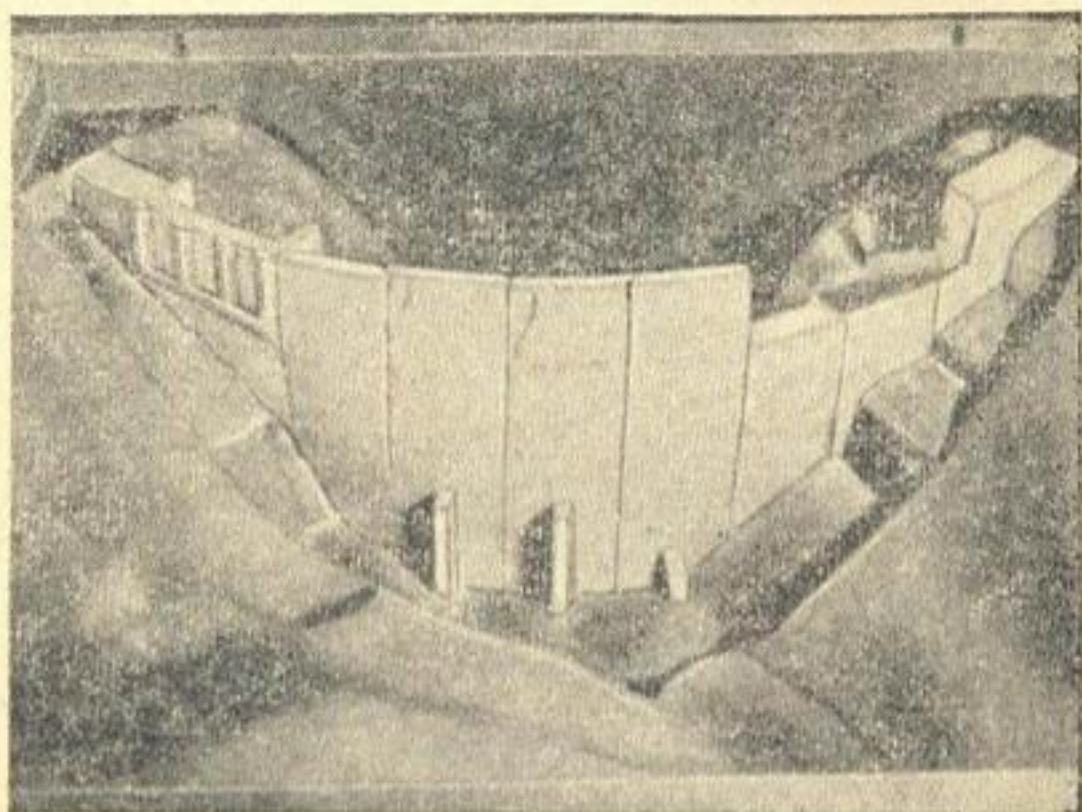


Рис. 15. Пример разрушения модели при частично заполненном водохранилище (верхние участки блоков, не испытывающие сжатия от гидростатической нагрузки, колебались как отдельные консоли с низкой частотой и при наступлении резонанса обрушились).

Упруго-пластичные свойства материала модели подобны свойствам бетона, а растягивающие и сжимающие усилия находятся в том же соотношении, что и модули упругости E . Эта же модель может быть использована для исследования влияния дислоцированности основания, часто проявляющейся при сильных землетрясениях, на разрушение плотины.

Очень серьезное затруднение вызывает моделирование демпфирующих свойств бетона вне зависимости от того, будут ли они вязкими, кулоновскими, пластическими или же комбинацией всех трех типов. Как моделировать в этих случаях сейсмическое сопротивление, обусловленное демпфированием бетона, пока неизвестно.

Простейшим способом испытания моделей плотин на разрушение является приложение к ним стационарных синусоидальных комбинаций нагрузок, имеющих частоту, близкую к частоте собственных колебаний модели, при постепенном увеличении интенсивности воздействия. При этом ускорения в момент разрушения модели обычно не моделируют реальное землетрясение, могущее разрушить плотину, так как различие форм колебаний достаточно велико. Тем не менее эти ускорения могут ха-

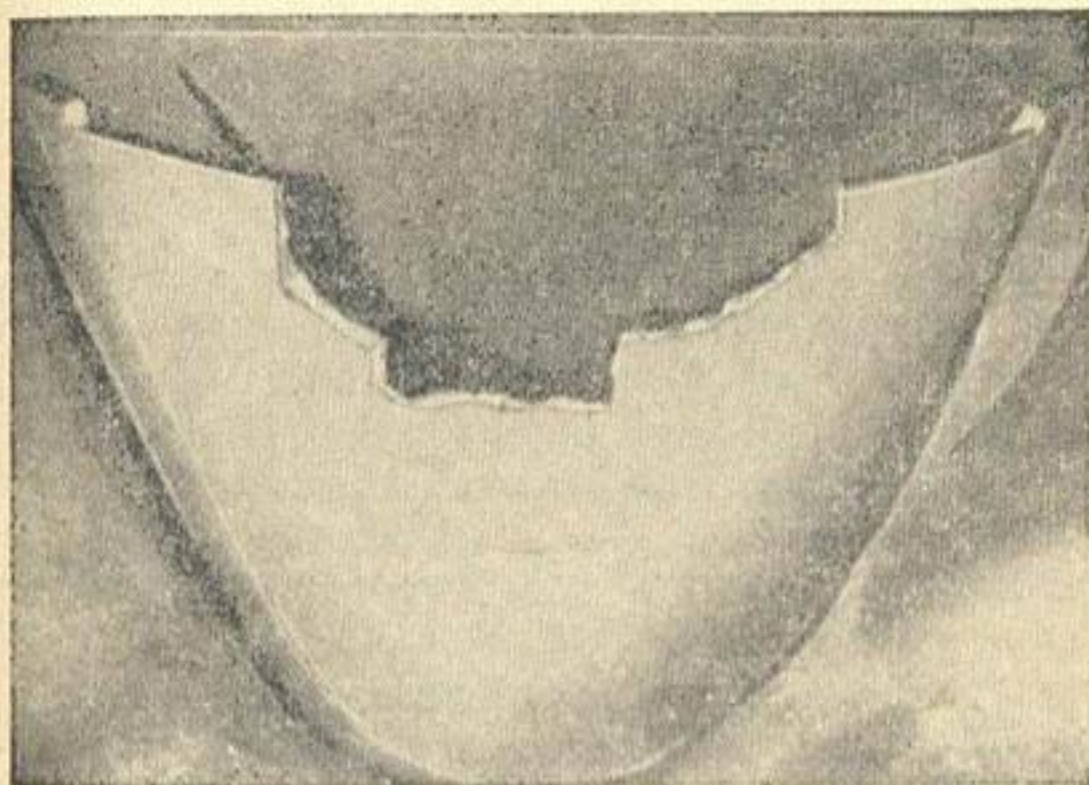


Рис. 16. Типичный пример разрушения модели при горизонтальных колебаниях. Нижняя часть плотины осталась неповрежденной (что часто наблюдается в сооружениях, расположенных в относительно узких U- или V-образных каньонах).

рактеризовать динамическую надежность сооружения, хотя, конечно, весьма условно. Такие испытания, практика которых в ISMES себя полностью оправдала, весьма полезны и потому, что они дают качественную картину динамического разрушения.

В технику испытаний вносятся улучшения: современные сейсмоплатформы смогут лучше моделировать динамические процессы, будет сделана попытка программировать работу сейсмоплатформы по замеренной или заданной осциллограмме.

На рис. 15 и 16 приведена картина разрушения моделей арочных плотин, а на рис. 17 дана блок-диаграмм-

ма испытательного оборудования для изучения динамики арочной плотины, подготавливаемая в ISMES.

Из содержания докладов, рассмотренных в настоящей главе, видно, что широкое развитие за рубежом приобрели квазидинамические методы расчета сейсмостойкости бетонных арочных плотин (т. е. такие методы, по которым сейсмические инерционные нагрузки определяются так или иначе из рассмотрения колебаний соору-

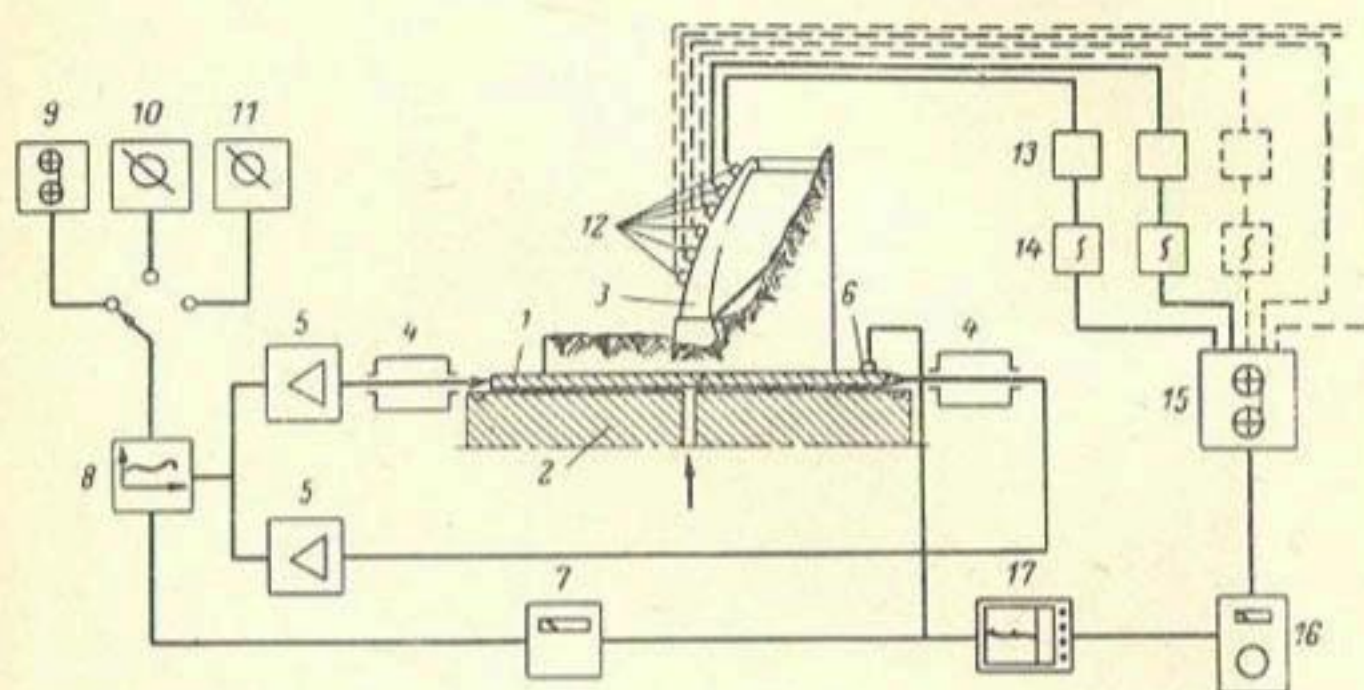


Рис. 17. Схема расположения оборудования и измерительной аппаратуры в ISMES.

1 — пластина из алюминия (2×2 м) на масляной пленке; 2 — гранитный фундаментный блок; 3 — модель; 4 — электромагнитные возбуждители колебаний (максимальная сила 2 000 кгс; диапазон частот 5—2 000 гц); 5 — силовые усилители; 6 — акселерометр для контроля движения; 7 — счетчик колебаний; 8 — уравниватель; 9 — магнитофон; 10 — генератор шума; 11 — генератор синусоидального сигнала; 12 — измерительные акселерометры; 13 — предварительные усилители; 14 — интеграторы; 15 — магнитофон; 16 — анализатор спектра; 17 — регистрирующее устройство.

жения и с учетом его динамических свойств, а затем в расчетах прочности и устойчивости рассматриваются как действующие статически). На пути разработки таких методов достигнуты некоторые успехи, хотя представленные доклады в этом отношении неравноценны. Наибольший интерес для советского читателя представляет доклад английских специалистов [Д-7], использовавших в своей работе метод конечных элементов и получивших ряд интересных выводов относительно форм собственных и вынужденных (сейсмических) колебаний арочных плотин, влияния водной среды на эти колебания и др. Этот метод, уже применяемый в Советском Союзе для рас-

чета сейсмостойкости плотин из местных материалов, представляется весьма перспективным и несомненно должен получить у нас дальнейшее развитие. Его применение вплотную подводит нас к возможности перехода к динамическим методам расчета сейсмостойкости плотин.

Наряду с отмеченными успехами, достигнутыми в области разработки расчетных методов, нельзя не отметить отсутствие прогресса в части пересмотра и уточнения исходных предпосылок для расчета сейсмостойкости плотин. Основание сооружения во всех докладах традиционно рассматривается как жесткая платформа, все точки которой совершают при землетрясении одинаковые по величине и направлению синхронные и синфазные колебания. Между тем имеющиеся данные натурных наблюдений (в частности, полученные советскими учеными) показывают, что колебания основания плотины и береговых склонов при землетрясении носят сложный характер, например могут сопровождаться не только синфазными, но и противофазными колебаниями береговых склонов. Предполагается далее, что движения основания плотины заданы независимо от особенностей его совместной работы с самой плотиной (обратное влияние последней на движение основания не учитывается), тогда как наблюдения, проведенные Институтом физики земли АН СССР, свидетельствуют об обратном. Наконец, в рассмотренных докладах не рассматриваются наиболее отвечающие существу задачи стохастические подходы как к заданию сейсмического воздействия, так и к построению методик расчета сейсмостойкости сооружений.

Дальнейшее развитие этих вопросов, по-видимому, станет возможным лишь в результате проведения достаточно обширных исследований; такие исследования ведутся в настоящее время в СССР широким фронтом. Особенно важную роль в этом деле призваны сыграть долговременные натурные инструментальные наблюдения за поведением плотин при землетрясениях, уже организованные в Японии и США и начатые в последние годы также в СССР.

Несомненный интерес представляет доклад (Д-26), содержание которого характеризует уровень развития за рубежом методики и техники модельных исследований сейсмостойкости плотин. Некоторые детали методики исследований, предлагаемой ISMES, могут оказаться по-

лезными для наших исследователей. Однако в основном эта методика не отличается от принятой у нас.

В заключение настоящей главы мы считаем необходимым обратить внимание читателей на результаты исследований динамической прочности бетона, приведенные в докладе (Д-1), убедительно указывающие на необходимость повышения расчетных характеристик прочности при учете комбинаций нагрузок, включающих сейсмические.

Глава третья

РАСЧЕТ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПЛОТИН ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Вопросы проектирования и расчета плотин из местных материалов освещаются в докладах А. А. Стоуна и Е. С. Смита (Д-15), Л. Финна (Д-21), С. В. Медведева и А. П. Сеницына (Д-23), М. Ц. Чатурведи и Б. К. Сарма (Д-27) и З. Бажанта (Д-8). В этих докладах дается описание методов оценки сейсмичности района, выбора расчетных параметров сейсмического воздействия, общих подходов к проектированию плотин из местных материалов с учетом воздействия нагрузок от землетрясения, методов исследования динамических свойств грунтов и материалов, а также вопросов расчета динамической реакции и проверки устойчивости этих сооружений.

В докладе С. В. Медведева и А. П. Сеницына (Д-23) указывается, что по имеющимся инструментальным данным и другим материалам максимальные ускорения колебаний поверхности грунтов при землетрясениях значительно (в 2—4 раза) превышают ускорения, принятые в существующей сейсмической шкале. В подтверждение этого приводится опубликованная в отечественной литературе¹ таблица значений максимальных параметров сейсмических колебаний поверхности грунтов при сильных землетрясениях.

Кроме того, отмечается, что одной величины максимальных амплитуд колебаний, без указания соответствующих временных параметров (продолжительности,

¹ С. В. Медведев, Б. К. Карапетян, В. А. Быховский. Сейсмические воздействия на здания и сооружения, Стройиздат, 1968.

количества и последовательности повторений максимальных импульсов ускорения за время землетрясения), недостаточно для характеристики сейсмических движений грунтов и расчетов сейсмостойкости гидросооружений.

В докладе А. А. Стоуна и Е. С. Смита (Д-15) дается описание вероятностного подхода к определению основных параметров «расчетного» землетрясения и указываются соответствующие эмпирические зависимости, которые мы здесь приводим.

1. Соотношение «ускорение — расстояние»:

$$\log a = \log a_0 + (g_0 - g), \quad (11)$$

где a_0 и a — ускорения землетрясения, $см/сек^2$, в эпицентре и на расстоянии D от эпицентра;

g_0 и g — некоторые функции расстояния, вычисляемые на основании имеющихся данных о сейсмичности.

Это соотношение было получено Гутенбергом и Рихтером в 1956 г. для расстояний от эпицентра в пределах 20—60 км. Для больших или меньших расстояний оно требует некоторых преобразований.

2. Зависимость «магнитуда — ускорение», полученная Гутенбергом и Рихтером в 1942 г.:

$$M = 2,2 + 1,8 \log a_0, \quad (12)$$

где M — магнитуда землетрясения по шкале Рихтера;

a_0 — ускорение землетрясения в эпицентре, $см/сек^2$.

3. Зависимость «частота повторяемости — магнитуда», выведенная Эпштейном и Ломнитцем в 1966 г.:

$$N = \alpha e^{-\beta M}, \quad (13)$$

где N — наблюдаемое число землетрясений в данном районе с магнитудой M или больше M в период времени t ;

α и β — постоянные местности, определяемые из сейсмических данных для обследуемого района.

4. Зависимость «вероятность — магнитуда», выведенная сейсмологами из трактовки Гумбелем (1966 г.) статистических понятий, касающихся распределения крайне больших величин:

$$R = 1 - e^{-t\alpha e^{-\beta M}}, \quad (14)$$

где R — вероятность повторения в изучаемом районе землетрясения магнитуды M или меньше M в период времени t (степень риска), выражается в долях от целого числа;

α и β — имеют те же значения, что и в зависимости (13).

Несмотря на то, что статистический метод определения вероятности возникновения землетрясения считается важнейшим условием проектирования, необходимо отдавать себе отчет в существующих ограничениях этого метода. Поэтому вероятностные расчеты, проведенные на основе ранее полученных данных и указывающие на слабую сейсмическую активность района, должны быть исправлены, если имеются геологические данные, показывающие, что в обследуемом районе в недавние геологические периоды наблюдались значительные движения сброса.

Очень важное значение для разработки рациональных методов расчета и проектирования плотин из местных материалов на сейсмические воздействия имеет использование эмпирических данных о деформациях, повреждениях и разрушениях этих сооружений при землетрясениях, результатов их модельных и натурных исследований, а также динамического расчета с учетом данных о прогнозируемом землетрясении и свойствах грунтов и материалов при динамических нагрузках сейсмического характера. Однако хотя эмпирические данные о деформациях, повреждениях и разрушениях гидросооружений содержат много ценных сведений для проверки правильности проектных и расчетных предположений, ограниченность и разнородность этих данных, а также постоянно увеличивающаяся высота плотин сильно затрудняют и даже делают опасным перенесение на крупные сооружения опыта расчетов и проектирования низких плотин.

Для определения сейсмостойкости плотин из местных материалов широко применяются также экспериментальные исследования на моделях этих сооружений. Впервые такие исследования с помощью виброплатформ проводились Казагранде (1936 г.) и Хейландом (1938 г.). Позднее Девисом (1952 г.), а также Клафом и Пирцем (1958 г.) проводились исследования на моделях для обоснования сейсмостойкости каменнонабросной плотины Кенни (Британская Колумбия) высотой 91,1 м с наклонным ядром. К модели прикладывались ускорения, пре-

вышавшие 1,0 g, причем значительных ее смещений (сдвигов) не наблюдалось. Это вызвало у исследователей чрезмерный оптимизм и, вероятно, привело к некоторому замедлению темпов дальнейшего изучения рассматриваемой задачи. Спустя некоторое время были проведены более тщательно подготовленные экспериментальные исследования Сидом (1963 г.) с моделью каменнонабросной плотины Оровилл высотой 228,6 м, а также Сидом и Клафом (1963 г.) с моделью каменнонабросной плотины в Канаде высотой 198,1 м с наклонным ядром.

Для определения динамических характеристик плотин и изучения их реакции на динамическую нагрузку, подобную нагрузке от землетрясения, проводятся также исследования колебаний натуральных сооружений, сходных по конструкции и размерам с проектируемыми, при возбуждении их колебаний с помощью механического оборудования (Кейтли, 1964 г.) или с помощью взрывов различной интенсивности.

Важное значение для определения сейсмостойкости плотин из местных материалов имеет изучение деформационных и прочностных свойств грунтов оснований и материалов сооружений при динамических нагрузках сейсмического характера. Такие исследования с разными грунтами при динамической нагрузке в виде единичного импульса проводились Казагранде и Шенноном (1946 г.). Эти опыты показали, что динамическая прочность глинистых грунтов увеличилась на 50—100%, органической глины — на 40% и несвязных песчаных грунтов — на 10% по сравнению с их прочностью, полученной при обычных статических испытаниях.

В опытах Сиды и Лундгрена прочность плотного песчаного грунта при динамических нагрузках типа единичного импульса возрастала на 15—20%, а в аналогичных опытах Уитмена с сухими и влажными песчаными грунтами — на 10—15%.

Кроме того, в рассматриваемых опытах наблюдалось уменьшение давлений в поровой воде во время динамического нагружения. Такого же рода испытания проводились Мурояма и Шибата.

Позднее разными исследователями проводились испытания, ближе отвечающие условиям нагружения грунтов при землетрясениях.

Впервые опыты со связным грунтом (илистой глиной) при различных сочетаниях статической и динамиче-

ской нагрузок были проведены Сидом. При этом вначале производилось статическое нагружение образца сравнительно небольшими давлениями (меньшими статической прочности грунта). Затем, когда деформации образца прекращались, он подвергался действию заданного количества импульсов напряжений определенной интенсивности. Эти опыты показали, что деформации образцов были весьма значительными даже в тех случаях, когда максимальное действующее напряжение (включая динамическую составляющую) было меньше прочности грунта при статической нагрузке.

По результатам опытов определялись различные сочетания статической нагрузки и серии повторных импульсов нагружения, при которых деформация образца достигала своего предельного значения. Указанные сочетания статической и динамической нагрузок, при которых достигалась предельная деформация образца, принимались за характеристику прочности грунта. Ее величина оказалась меньше прочности грунта, полученной при испытаниях как на действие статической нагрузки, так и на действие единичного импульса напряжения.

Как показали опыты Сиды и Гудмэна (1964 г.), для определения величин критических ускорений, при которых начинается движение откосов из несвязных грунтов, необходимо знание их прочностных характеристик в условиях плоско-деформированного состояния при очень низких (близких к нулевым) давлениях обжатия. Было также отмечено, что начальные напряжения сдвига, воспринимаемые грунтом при очень низких давлениях обжатия, оказывают значительное влияние на величины критических ускорений.

При определении сейсмостойкости оснований и гидросооружений из водонасыщенных несвязных грунтов и материалов необходимо считаться с возможностью возникновения в них дополнительного порового давления, уменьшения сопротивления сдвигу и перехода в разжиженное состояние под воздействием динамических нагрузок.

В настоящее время изучение указанных выше вопросов обычно производится экспериментальным путем с помощью исследования поведения этих грунтов при динамических нагрузках на приборах простого сдвига (скашивания), в которых воспроизводятся условия напряженно-деформированного состояния, близкие к на-

блюдающимся в натуральных условиях, на различного рода вибрационных установках и т. п.

В докладе З. Бажанта (Д-8) приводятся результаты исследований динамической устойчивости водонасыщенного песка (с размерами частиц $d=0,2 \div 0,5$ мм, углом внутреннего трения $\varphi=35^\circ$, удельным весом $\gamma=2,67$ г/см³ и начальной пористостью $n=45, 43$ и 41%) в стеклянном цилиндре диаметром $d=96$ см, прикрепленном к вибрационному столу. Вибрационный стол мог совершать только вертикальные колебания в режиме, который отличался от чисто синусоидального. Поэтому в опытах производилось измерение электрическим способом ускорений вибрационного стола. Кроме того, замерялась осадка поверхности грунта и фиксировалось его разжижение. Глубина разжижения определялась по величине погружения стержней в разжиженный песок.

Поведение водонасыщенного песка при вибрационных воздействиях характеризовалось тремя состояниями, отвечающими стадиям динамической устойчивости, уплотнения и разжижения песка. В опытах определялись уплотнение песка для заданного относительного ускорения и глубина зоны уплотнения. Кроме того, для данной плотности грунта определялась минимальная величина ускорения, при которой происходило разжижение водонасыщенного песка. Эта величина была названа ускорением разжижения. Определялись зависимость критических ускорений уплотнения и разжижения песка от основных параметров, характеризующих плотность, напряженное состояние грунта и интенсивность динамического воздействия. Рассматривался вопрос о возможности использования результатов такого рода лабораторных испытаний для определения уплотнения или разжижения водонасыщенных песков при землетрясениях.

Для определения инерционных сил и расчета сейсмостойкости гидросооружений в рассматриваемых докладах используются различные подходы.

В докладе М. Ц. Чатурведи и Б. К. Сарма (Д-27) рассматривается один из подходов. Прежде всего на основании инженерно-сейсмологических исследований определяются графики, выражающие для рассматриваемого района зависимость максимального ускорения от магнитуды землетрясения и эпицентрального расстояния. Пример таких графиков, полученных Яикришна, приведен на рис. 18. По указанным графикам находится вели-

чина вероятного ускорения для участка строительства.

Затем с помощью соответствующих формул, например с помощью упрощенной формулы Мононобе, определяется основной период собственных сдвиговых колебаний однородной плотины треугольного профиля:

$$T_0 = 2,61H \sqrt{\frac{\rho}{G}}, \quad (15)$$

где H — высота плотины;

ρ и G — массовая плотность и модуль сдвига материала плотины.

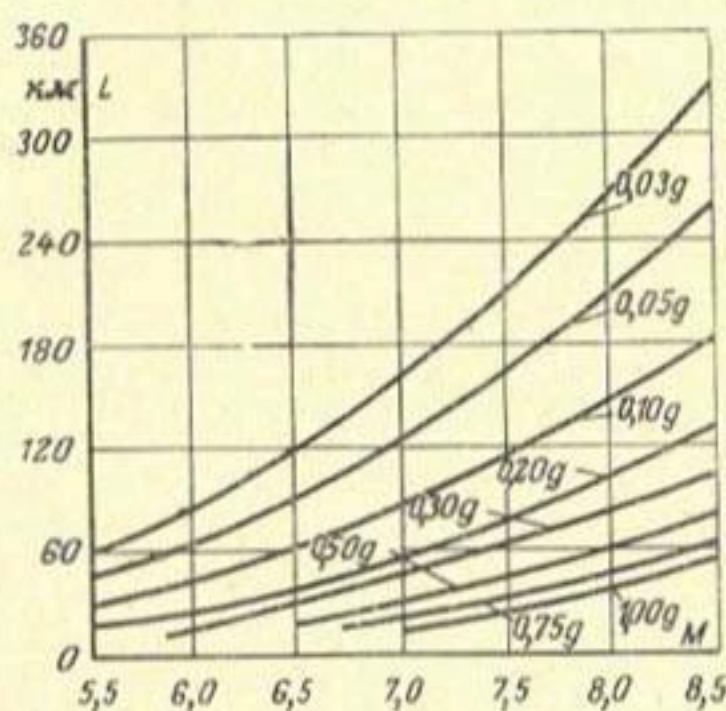


Рис. 18. Изменение ускорений грунта в зависимости от эпицентрального расстояния L при сейсмических толчках разной интенсивности (магнитуда землетрясения M дана по шкале Рихтера).

Амбрасейсом на основе изучения сдвиговых колебаний упругого симметричного полного и усеченного клиньев конечной длины, расположенных в жестком прямоугольном каньоне (рис. 19), получены расчетные формулы для частоты собственных колебаний плотин из местных материалов.

Для плотины трапецеидального профиля соответствующая формула имеет вид

$$\omega_{n,r} = \left(\frac{v_s}{H} \right) (1 - k') \left\{ a'_n + \left[\frac{\pi r (1 - k')}{\mu} \right]^2 \right\}^{1/2}. \quad (16)$$

Распределение сейсмических ускорений по высоте плотины находится из выражения

$$k = \frac{4}{g\pi} \sum_{i=1,2,\dots}^{\infty} \sum_{r=1,3,\dots}^{\infty} r^{-1} \sin\left(\frac{r\pi x}{L}\right) \times$$

$$\times \left\{ \frac{J_0(a'_0 Y') Y_0(a'_n) - J_0(a'_n) Y_0(a'_0 Y')}{J_0^2(a'_n)/J_1^2(k'a'_n) - 1} \right\} S_a, \quad (17)$$

где k — сейсмический коэффициент;
 v_s — скорость распространения волн сдвига;

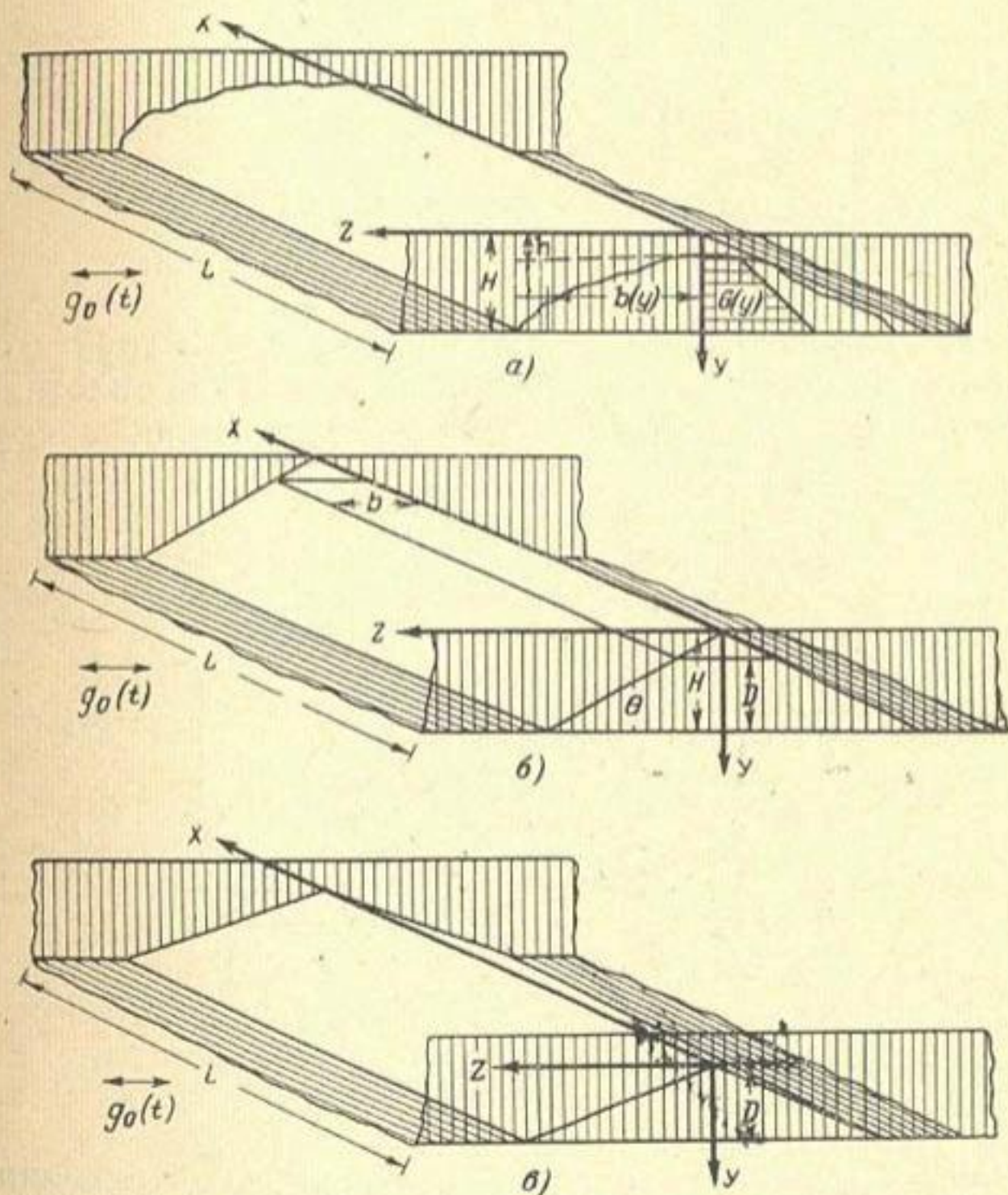


Рис. 19. Схемы для расчета земляной плотины как упругого тела, расположенного в жестком прямоугольном каньоне.

a — симметричное тело произвольной формы; $б$ — усеченный клин;
 $в$ — полный клин.

H и L — высота и длина плотины;
 μ — отношение длины к высоте плотины;
 k' — коэффициент усечения:

$$k' = \frac{b \operatorname{tg} \theta}{H + b \operatorname{tg} \theta}; \quad (18)$$

r, n — индексы, выражающие свойства сооружения в продольном и поперечном направлениях;
 a'_n — корень n -й степени уравнения

$$J_0(a'_n) Y_1(a'_n k') - J_1(k' a'_n) Y_0(a'_n) = 0; \quad (19)$$

$$Y' = a'_n \left(y \frac{1 - k'}{H} + k' \right);$$

$$S_a = \omega_{n,r} \int_0^t g_0(t') \sin \{ \omega_{n,r} (t - t') \} e^{-\lambda \omega_{n,r} (t - t')} dt';$$

λ — затухание в долях критического;
 t' — параметр времени при интегрировании;
 t — время, сек.

Определив значения вероятного ускорения грунта основания и периода собственных колебаний плотины, можно получить расчетное ускорение с помощью спек-

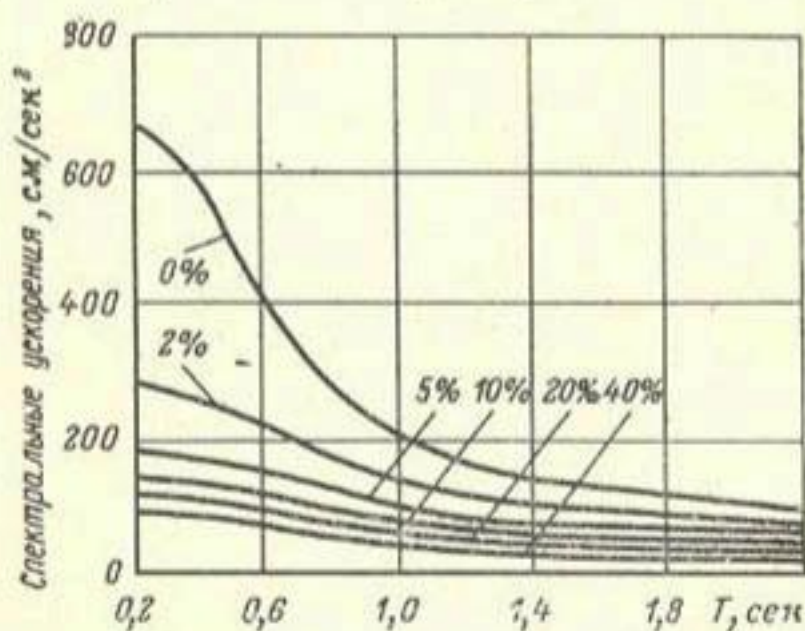


Рис. 20. Кривые средних спектров ускорения при разных коэффициентах затухания (по Хаузнеру).

тральных графиков для различных периодов колебаний и коэффициентов затухания (рис. 20).

При отсутствии необходимых данных о спектрах среднего ускорения для участка строительства обычно предполагают, что плотина совершает затухающие колебания

по первой форме в течение одного цикла в условиях резонанса с колебаниями грунта. Ускорение колебаний грунта принимается по картам сейсмического районирования равным максимальному сейсмическому ускорению для данного района. В этом случае S_a в уравнении (17) будет равно $\alpha S(\lambda)$ и учитывается только первый член ряда.

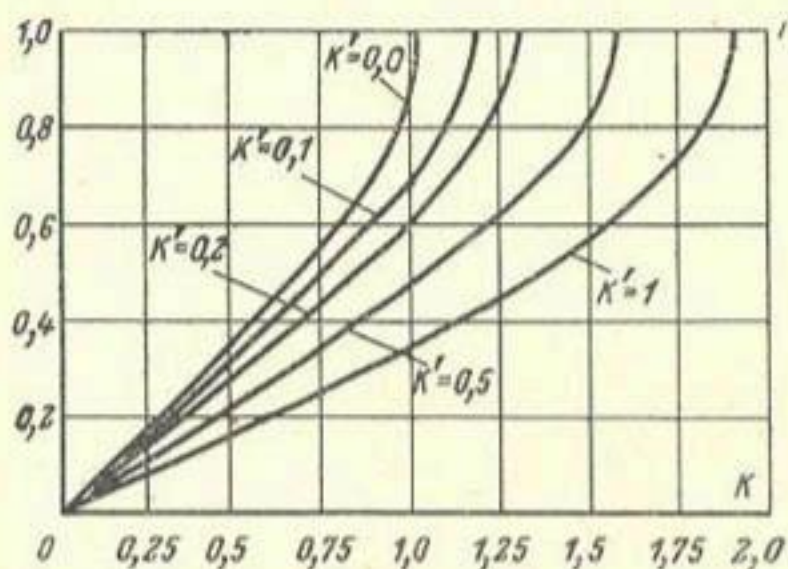


Рис. 21. Распределение сейсмического коэффициента по высоте плотины (по Амбрасейсу).

По оси ординат отложены высоты точек над основанием в долях общей высоты плотины.

Коэффициент увеличения α величины $\overline{S(\lambda)}$ для одного цикла синхронного затухающего колебания сооружения равняется:

$\alpha, \%$	0	5	10	15	20	25	30
$S(\lambda)$	3,14	2,75	2,34	2,12	1,80	1,63	1,40

Полученное с помощью этого метода распределение сейсмических коэффициентов по высоте плотины показано на рис. 21, где коэффициент усечения k' изменяется от 1 до 0.

Якришна для практических расчетов предложил принимать упрощенную схему распределения ускорений по высоте плотин треугольного профиля: максимальное значение ускорения — на гребне сооружения; 0,9 величины максимального ускорения — на расстоянии $1/4$ высоты от гребня, а далее считать его изменяющимся по линейному закону вплоть до нуля в основании.

Такой подход к определению периодов собственных колебаний, величин и распределения сейсмических ускорений по высоте земляных плотин является весьма при-

ближенным и дает завышенные значения ускорений, которые должны проверяться с помощью экспериментальных исследований на моделях.

Широкое развитие и практическое применение в настоящее время получают более современные методы расчета сооружений на сейсмические воздействия, основанные на использовании ЭЦВМ. В докладе Л. Финна (Д-21) рассматривается относящийся к их числу метод

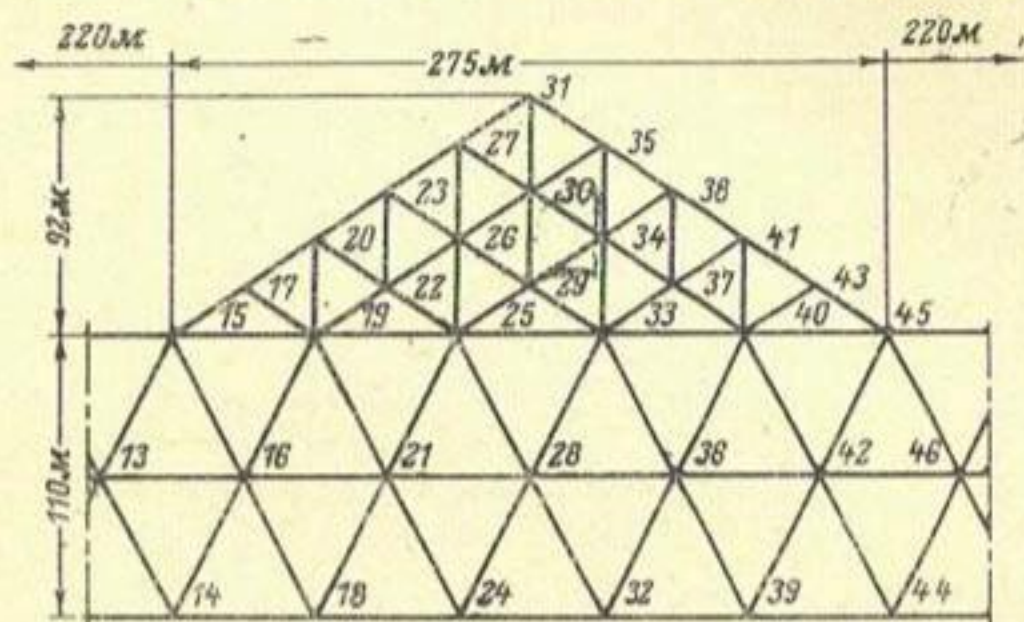


Рис. 22. Разбивка основания и плотины на систему конечных элементов.

конечных элементов, являющийся развитием матричных методов расчета сооружений и пригодный в сочетании с ЭВМ для решения задач механики сплошных сред. С помощью этого метода легко могут быть учтены сложная внутренняя и внешняя геометрия гидротехнических сооружений, неоднородность, анизотропия и неупругие свойства материалов и пр. При статических расчетах неупругость аппроксимируется кусочно-линейной упругостью. При динамических расчетах сооружений и их оснований ввиду недостаточных объема памяти и скорости ЭВМ, в настоящее время ограничиваются рассмотрением в основном линейных задач. Реальная сплошная среда идеализируется набором конечных элементов или их объединений, связанных в узлах (рис. 22).

В общем случае может быть принята любая форма элементов (треугольная, прямоугольная и др.) при условии, что для них будет пригодна матрица жесткости, выражающая соотношение между узловыми силами и узловыми смещениями элементов. Чаще всего применяются треугольные и прямоугольные элементы. При расче-

тах гидротехнических сооружений гравитационного типа на сейсмические воздействия более естественным и удобным оказывается применение треугольных конечных элементов, которые и используются в рассматриваемом докладе.

Каждому из элементов независимо от остальных могут быть приписаны различные механические свойства, что позволяет включить в рассмотрение указанные свойства всех грунтов основания и материалов сооружения.

Обычно чем мельче произведена разбивка исследуемой области, тем точнее будут результаты. Вследствие ограниченной памяти ЭВМ и для поддержания необходимой точности расчетов при решении больших систем уравнений, как правило, степень разбивки изменяется в зависимости от градиентов напряжений. В области больших градиентов напряжений производится разбивка на более мелкие элементы, а в области с низкими градиентами напряжений — на более крупные элементы.

Если обозначить через $\{F\}$ — узловые силы, приложенные к каждому элементу, а через $\{r\}$ — узловые смещения, то матрица жесткости элемента определится уравнением

$$\{F\} = [k]\{r\}. \quad (20)$$

Матрица жесткости определяется в предположении, что смещения изменяются линейно по всему элементу. Указанное предположение обеспечивает совместность смещений вдоль граней смежных элементов. Матрица жесткости $[K]$ для всего сооружения получается путем наложения соответствующих коэффициентов жесткости отдельных элементов, окружающих каждый узел.

Зависимость между узловыми силами и деформациями определяется формулой

$$\{R\} = [K]\{r\}, \quad (21)$$

где $\{R\}$ — матрица узловых сил.

Узловые силы, вызываемые собственным весом сооружения (силы тяжести), получаются путем приложения к соответствующим узлам одной трети веса каждого из примыкающих к нему элементов.

Внешняя распределенная нагрузка прикладывается к соответствующим узлам в виде статических эквивалентных сосредоточенных сил. Матрица $[K]$ представляет

собой симметричную полосовую матрицу, и для порядка уравнений (21) наиболее удобным является метод решения системы линейных уравнений, предложенный Cholesky (Фадеева, 1959 г.).

Для систем большого порядка желательно использовать метод Вильсона (1963 г.), который уменьшает погрешность при округлении.

Напряжения $\{\sigma\}$ в элементах определяются из выражения

$$\{\sigma\} = [S]\{r\}, \quad (22)$$

где $[S]$ — матрица преобразования напряжения, определяемая видом напряженно-деформированного состояния и упругими свойствами элемента.

Узловые напряжения находятся путем осреднения напряжений в элементах вокруг каждого узла. При этом методе теряется точность у границ, но для получения более точных результатов можно использовать экстраполяционный метод Вильсона.

Поведение плотины при сейсмических движениях основания с ускорениями $a(t)$ может быть исследовано, исходя из предположения, что основание находится в покое, а на плотину действуют силы инерции $R_i(t)$:

$$R_i(t) = -M_i a(t). \quad (23)$$

Масса M_i получается путем сосредоточения в узле i одной трети массы всех элементов, окружающих этот узел.

Считая смещения узла i равными r_i , получим следующее уравнение движения этого узла:

$$M_i \ddot{r}_i + C_i \dot{r}_i + K_i r_i = R_i(t), \quad (24)$$

где C_i — вязкое затухание;

K_i — соответствующая жесткость.

В матричной форме уравнение движения сооружения имеет следующий вид:

$$[M] \{\ddot{r}\} + [C] \{\dot{r}\} + [K] \{r\} = \{R(t)\}, \quad (25)$$

где $[M]$ — матрица массы; $[C]$ — матрица вязкого затухания; $[K]$ — матрица жесткости; $\{R(t)\}$ — матрица нагрузки.

В развернутой форме $\{R(t)\}$ имеет вид

$$\{R(t)\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ 0 \\ \vdots \\ M_n \\ 0 \end{Bmatrix} a_r(t) - \begin{Bmatrix} 0 \\ M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ \vdots \\ 0 \\ M_n \end{Bmatrix} a_v(t), \quad (26)$$

где $a_r(t)$ и $a_v(t)$ — горизонтальная и вертикальная компоненты ускорения.

Вид формы свободных незатухающих колебаний $\{\varphi\}$ и соответствующие собственные частоты $[\omega_n]$ определяются путем решения обычной задачи о характеристиках (собственных числах):

$$-\omega_n^2 [M] \{\varphi_n\} + [K] \{\varphi_n\} = 0. \quad (27)$$

Затем можно установить соотношение между нормальными координатами системы Y и узловыми координатами $\{r\}$:

$$\{r\} = \{\varphi\} \{Y\}. \quad (28)$$

Благодаря этому число уравнений может быть уменьшено до n нормальных уравнений для каждой из форм колебаний:

$$\ddot{Y}_n + 2\lambda_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{P_n^*(t)}{M_n^*}, \quad (29)$$

в котором

$$\left. \begin{aligned} M_n^* &= \{\varphi_n\}^T [M] \{\varphi_n\}; \\ P_n^* &= \{\varphi_n\}^T \{R(t)\}; \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

λ_n — затухание в процентах критического для n -й формы.

Затухание предполагается таким, что матрица затухания обладает следующим свойством ортогональности:

$$\{\varphi_m\} [C] \{\varphi_n\} = 0; \quad m \neq n. \quad (31)$$

Нормальные уравнения (29) решаются относительно Y с помощью матричного метода «пошагового интегрирования» (Вильсон и Клаф, 1962 г.). Затем с помощью уравнения (28) определяются динамические смещения

$\{r\}$ в дискретные промежутки времени, а с помощью уравнения (22) находятся динамические напряжения в элементах и, наконец, динамические напряжения в узлах. Метод конечных элементов для расчета земляных плотин был впервые применен Клафом и Чопрой (1966 г.), которые произвели расчет однородной плотины на жестком основании. В дальнейшем этот метод был распространен Финном и Кханой (1966 г.) на расчет плотины без ядра и с водонепроницаемым ядром из мягких грунтов для различных типов оснований.

В докладе Л. Финна (Д-21) приводятся также некоторые результаты расчетов. На рис. 22 приведена схема разбивки на конечные элементы плотины высотой 92 м с откосами 1:1,5 и части ее основания. Материал тела плотины имел модуль упругости $E_c = 5700 \text{ кгс/см}^2$, коэффициент Пуассона $\mu = 0,45$ и объемный вес $\gamma = 2,08 \text{ т/м}^3$. Этим величинам соответствуют скорости распространения поперечных волн около 305 м/сек (1000 фут/сек). Между подошвой плотины и скальным основанием залегает 110-метровый слой мягкого грунта.

Расчет производился на сейсмическое воздействие, заданное в 10—20-секундном интервале записью компоненты $N79^\circ - 14'E$ ускорения землетрясения Аламеда Парк (Мехико Сити) происшедшего 11 мая 1962 г. Запись была отмасштабирована таким образом, чтобы получить максимальное ускорение, равное 0,28 g. При этом предполагалось, что на сооружение действуют идентичные горизонтальная и вертикальная компоненты ускорения землетрясения.

Расчет производился для различных отношений модуля упругости грунта основания E_0 к модулю упругости материала сооружения E_c , равных

$$E_0 = \frac{1}{5} E_c; E_0 = E_c \text{ и } E_0 = \infty.$$

В последнем случае жесткость основания принята бесконечно большой по сравнению с жесткостью плотины, так как предполагалось, что сооружение расположено непосредственно на прочной скале.

В результате расчетов были найдены для каждого узла и элемента следующие величины, изменяющиеся во времени: нормальные и касательные напряжения в вертикальном и горизонтальном направлениях; максимальные и минимальные главные напряжения и их направления; максимальные касательные напряжения; ускорения

и динамические смещения. На рис. 23 показаны характерные графики изменения во времени в течение первых 10 сек вертикально направленного нормального напряжения Y в узле 43 для случаев, отвечающих совместно-му действию горизонтальной и вертикальной составляющих ускорения ($a_r = a_v$) и действию только горизонтальной составляющей ускорения ($a_v = 0$).

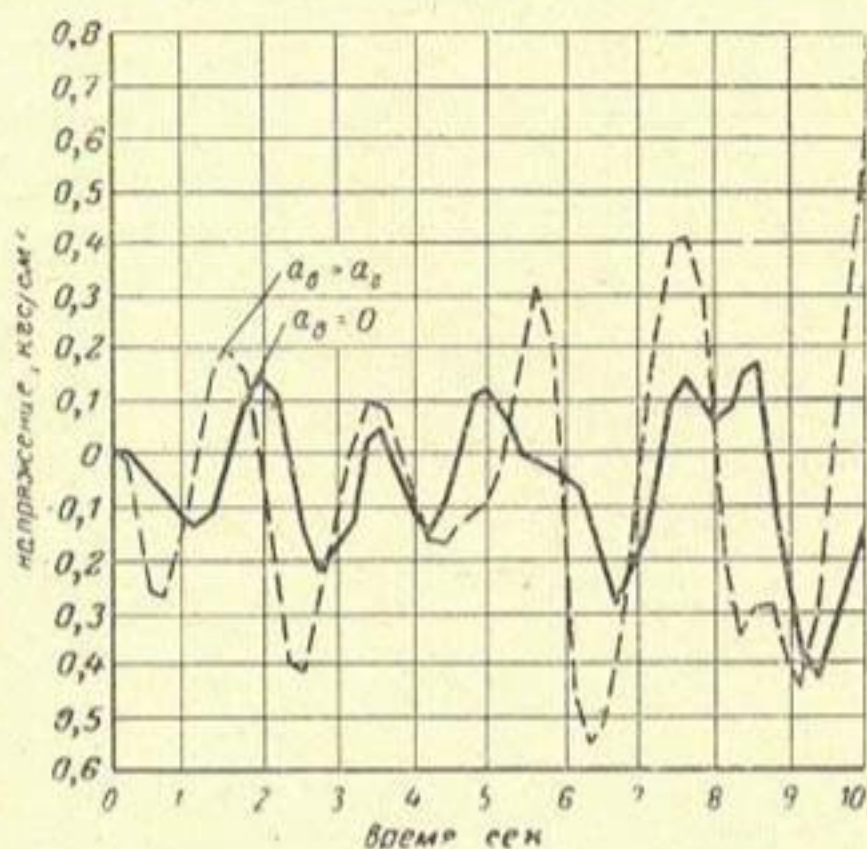


Рис. 23. Динамические напряжения Y в узле 43 при $E_0 = \frac{1}{5} E_c$.

Из приведенного рисунка видно, что в отличие от результатов, получаемых с помощью принятых в настоящее время методов, введение в расчет вертикальной составляющей ускорения может оказать значительное влияние на картину распределения напряжений, которое должно учитываться в расчетах сейсмостойкости плотин.

В табл. 8 приведены значения ускорений для пяти узлов плотины (см. рис. 22) в момент времени $t = 7,6$ сек при затуханиях 5 и 20% критического.

Из табл. 8 видно, что ускорения гребня плотины являются максимальными; они значительно превышают ускорения основания. Увеличение ускорений на гребне плотины может привести к ее повреждениям и разрушению, прежде всего в зоне верхних отметок. Между узлами 29, 37 и 43, находящимися на одной отметке, возникают деформации растяжения.

Таблица 8

Значения ускорений в узлах плотины

Номера узлов	Ускорения в момент времени $t = 7,6 \text{ сек. см/сек}^2$	
	$\lambda = 5\%$	$\lambda = 20\%$
31	720	277
30	505	193
29	110	66
37	170	64
43	120	41

Низший период собственных колебаний плотины на жестком основании (при $E_0 = \infty$) равняется 0,82 сек. Наличие мягкого слоя в основании плотины приводит к увеличению низшего периода ее колебаний до 1,6 сек при $E_0 = E_c$ и до 3,4 сек при $E_0 = \frac{1}{5} E_c$ и оказывает влияние

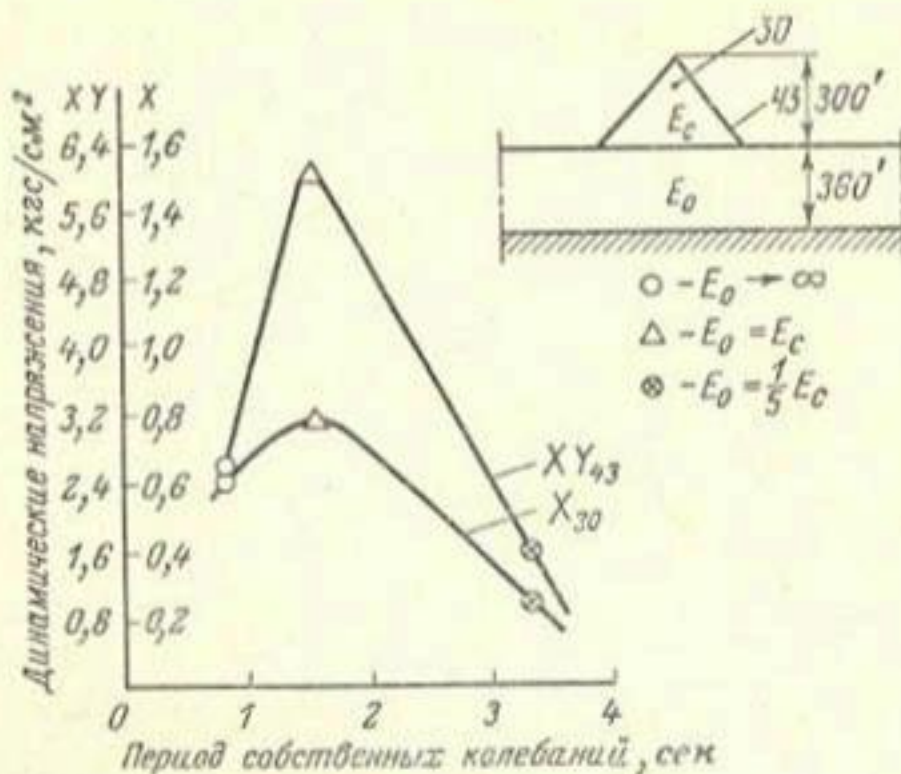


Рис. 24. Изменение максимальных напряжений X и XY в зависимости от периода собственных колебаний.

на реакцию сооружения при землетрясении. На рис. 24 показаны изменения величин горизонтального нормального напряжения X в узле 30 и горизонтального касательного напряжения XY в узле 43 в зависимости от основного периода собственных колебаний. Как видно,

явление резонанса для динамических напряжений наступает при периодах 2 сек, что соответствует преобладающим периодам используемой части записи землетрясения.

Изменение горизонтальных напряжений X в зависимости от периода собственных колебаний плотины при расчете ее на акселерограмму землетрясения Эль-Центро 18 мая 1940 г. (которая отличается более высокочастотным спектром, лежащим вне диапазона частот собственных колебаний сооружения) имеет тот же характер, но явление резонанса для напряжений не отмечается. Из этого следует, что в состав параметров, характеризующих расчетное землетрясение, должна входить не только магнитуда, но и частотный спектр колебаний.

Результаты расчета также указывают на увеличение периодов собственных колебаний плотины с увеличением ее высоты.

Для изучения влияния ядра на реакцию сооружения был произведен расчет вариантов плотины с наклонным и центральным ядром. При этом принимались значения модулей упругости материала E_{π} и упорных призм E_y , изменяющиеся в следующем диапазоне:

$$E_{\pi} = \frac{1}{4} E_y \text{ и } E_{\pi} = \frac{1}{10} E_y.$$

Анализ данных статического расчета показал, что сжимающие напряжения в центральном ядре меньше напряжений в той же точке для однородной плотины. Кроме того, материал упорных призм, являющийся более жестким, чем материал ядра, по-видимому, создает в нем напряженное состояние, подобное гидростатическому сжатию, поскольку максимальные касательные напряжения в ядре невелики по сравнению с главными нормальными напряжениями.

Наличие ядра оказывает небольшое влияние на основной период собственных колебаний. В одном примере основной период для плотины с центральным ядром нормальных размеров при значении $E_{\pi} = \frac{1}{10} E_y$ увеличился по сравнению с плотиной без ядра с 0,82 до 0,91 сек.

В плотинах с наклонным ядром наблюдается некоторое уменьшение сжимающих напряжений наряду с их развитием на уровне верхних отметок ядра. В наклон-

ном ядре плотины с соотношением $E_{\text{я}} = \frac{1}{4} E_{\text{у}}$ напряжения развиваются в пределах верхних отметок на 1/6 части ядра при заложении откоса 1,5: 1 и в пределах верхних отметок только на 1/30 части ядра при заложении откоса 3: 1. Ввиду наклона боковых граней плотины и некоторого перегрузения материала вблизи вершины наклонного ядра возникновение в нем растягивающих напряжений маловероятно. Горизонтальные растягивающие напряжения в верхней части наклонного ядра также незначительны; обычно они гораздо ниже, чем в плотинах с центральным ядром.

При наложении горизонтальных знакопеременных напряжений в ядре от землетрясения на соответствующие статические напряжения результирующие растягивающие напряжения возникнут скорее в плотинах с наклонным ядром, чем в плотинах с центральным ядром. Так как наклонное ядро гораздо меньше обжато окружающим грунтом, то под влиянием этих напряжений будут происходить большие деформации наклонного ядра и находящегося над ним откоса. Плотины с наклонным ядром должны проектироваться таким образом, чтобы эти деформации не превышали допустимых. При выполнении этого критерия допустимой деформации от воздействия землетрясения плотина с центральным ядром всегда требует материала меньше, чем плотина с наклонным ядром. И, наоборот, если две плотины подобны во всем, за исключением расположения их ядер, то плотина с центральным ядром будет более сейсмостойкой, чем плотина с наклонным ядром.

В докладе дается описание общего подхода к проектированию плотин из местных материалов с учетом сейсмических воздействий, основанного на использовании результатов их динамического расчета по способу конечных элементов и данных испытаний грунтов основания и материалов сооружения при нагрузках сейсмического характера, который является модификацией метода, предложенного Сидом (1966 г.).

Предлагаемый подход предусматривает определение (на основе данных о сейсмичности участка, свойствах грунтов основания и возможной степени риска) расчетного землетрясения, которое должно характеризоваться не только интенсивностью, но и частотным спектром. Предварительный выбор размеров плотины производит-

ся по обычным правилам с учетом воздействия основных статических нагрузок при соответствующих коэффициентах запаса. После этого с помощью метода конечных элементов находится распределение статических, а затем динамических напряжений в различных точках плотины от воздействия горизонтальной и вертикальной составляющих ускорения при заданном расчетном землетрясении. Для выбранных точек в теле плотины определяются кривые изменения всех компонентов напряжений, подобные приведенным на рис. 23. На основе анализа этих кривых выбирается средняя величина напряжения и число циклов значительных напряжений.

В соответствии с результатами статического и динамического расчетов производятся испытания образцов грунта на трехосное сжатие. При этом вначале образец грунта подвергается действию заданных статических напряжений, уровень которых определяется статическим расчетом. Затем он подвергается действию динамических напряжений, уровень и количество циклов которых определяются по данным динамического расчета. Главные деформации каждого образца в конце испытаний приписываются соответствующему конечному элементу. Таким образом, можно найти распределение деформаций в теле плотины. После пересчета этих деформаций в смещения узловых точек можно получить график перемещений различных точек плотины. Если полученное в результате такого расчета изменение геометрии плотины окажется неприемлемым, то ее начальная геометрия изменяется и расчет повторяется вновь до тех пор, пока не будет найдено приемлемое решение.

В настоящее время не имеется объективных данных для определения критериев допустимых деформаций в плотинах из местных материалов. На основе изучения поведения плотины Оттер Брук в период строительства Сид (1966 г.) установил, что предельная допустимая деформация подобного сооружения достигается тогда, когда средняя относительная деформация вдоль любой поверхности обрушения будет равна примерно 13%. Эта величина в первом приближении может служить критерием допустимой деформации для плотин из местных материалов при их расчете с использованием метода конечных элементов.

Серьезные повреждения во многих плотинах, возводимых из материалов с «хрупкой» характеристикой, мо-

гут возникнуть под действием растягивающих напряжений, вызванных нагрузкой от собственного веса или комбинацией нагрузок от собственного веса и сейсмических сил.

Такие напряжения обычно возникают в верхней части ядра. При возведении плотины на мягком основании (с отношением $E_0 \leq \frac{1}{5} E_c$) растягивающие напряжения возникают посредине между подошвой откоса и осью сооружения и достигают максимальной величины в основании. Если в результате статического расчета в каком-либо поперечном сечении плотины получены растягивающие напряжения, то такое сечение необходимо перепроектировать. Таким образом, плотины из местных материалов на мягких основаниях при прочих одинаковых условиях более подвержены деформациям и повреждениям при землетрясениях и являются менее сейсмостойкими.

В докладе С. В. Медведева и А. П. Сеницына (Д-23) обсуждаются вопросы, связанные с определением сейсмостойкости плотин из местных материалов треугольного профиля, размеры которых могут быть соизмеримы с длиной сейсмической волны. В этом случае сейсмическая нагрузка, приложенная к основанию плотины, вызывает ее смещение и вращение, как твердого тела, и, кроме того, создает деформацию поперечного сечения. Точное решение такого рода задач вызывает очень большие трудности, ввиду чего подобный подход не может быть использован в инженерных расчетах.

В докладе предлагается рассматривать плотину как систему с несколькими степенями свободы и решать задачу итерационным методом, который позволяет исследовать влияние на величину смещения откосов различных факторов: формы бегущей сейсмической волны, распределения реакции грунта для разных моделей упругого основания, величины дополнительной (присоединенной) массы воды и др.

Приводится пример расчета плотины треугольного профиля из линейно-упругого материала как системы с двумя степенями свободы на действие бегущей сейсмической волны.

Для основания плотины используется модель упругого полупространства. Процесс взаимодействия сейсмической волны с сооружением исследуется с помощью

пошагового метода. Анализ результатов расчета показывает, что для оценки устойчивости крупных гидросооружений из местных материалов, размеры которых в плане сопоставимы с длиной сейсмической волны, важное значение имеет вертикальная составляющая сейсмических колебаний основания.

При воздействии очень сильных землетрясений поле напряжений в теле плотины приобретает более сложный характер, так как связи между отдельными частями профиля сооружения могут нарушаться и могут появляться остаточные деформации.

Для оценки устойчивости плотин из несвязных материалов необходимо получить соотношение, которое характеризует их физические свойства, и построить диаграмму «напряжение — деформация».

Дальнейшее решение задачи может быть сведено¹ к определению так называемых «скелетных кривых», которые соответствуют появлению резонанса и значительному возрастанию смещений между частями поперечного сечения плотины. Таким образом, можно получить полосу, внутри которой будет вычерчена «скелетная кривая» системы, и отвечающий ей диапазон неустойчивого движения плотины. Приведенный в докладе вывод о том, что устойчивость плотины при сейсмических нагрузках может резко уменьшиться, если отдельные ее части плохо взаимосвязаны, имеет большое практическое значение и должен учитываться при определении сейсмостойкости гидросооружений из местных материалов.

В докладе М. И. Чатурведи и Б. К. Сарма (Д-27) приводится также описание методов расчета устойчивости откосов плотин из местных материалов с учетом воздействия сейсмических нагрузок, возбуждаемых землетрясением. В настоящее время для этих целей применяются два способа:

а) квазидинамический способ (иногда называемый псевдостатическим), при котором сейсмические нагрузки от землетрясения учитываются так же, как статические; при этом допустимое значение коэффициента запаса устойчивости откоса несколько снижается;

б) динамический способ, предложенный Ньюмарком, при котором устойчивость откосов определяется как функция допустимой деформации.

¹ А. П. Синицын. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. М. Стройиздат, 1967.

Как известно, квазидинамический способ, не учитывающий динамического импульсного характера и кратковременности действия инерционных сейсмических сил, приложенных к откосу, в большинстве случаев приводит к неточным результатам и неэкономичным проектным решениям.

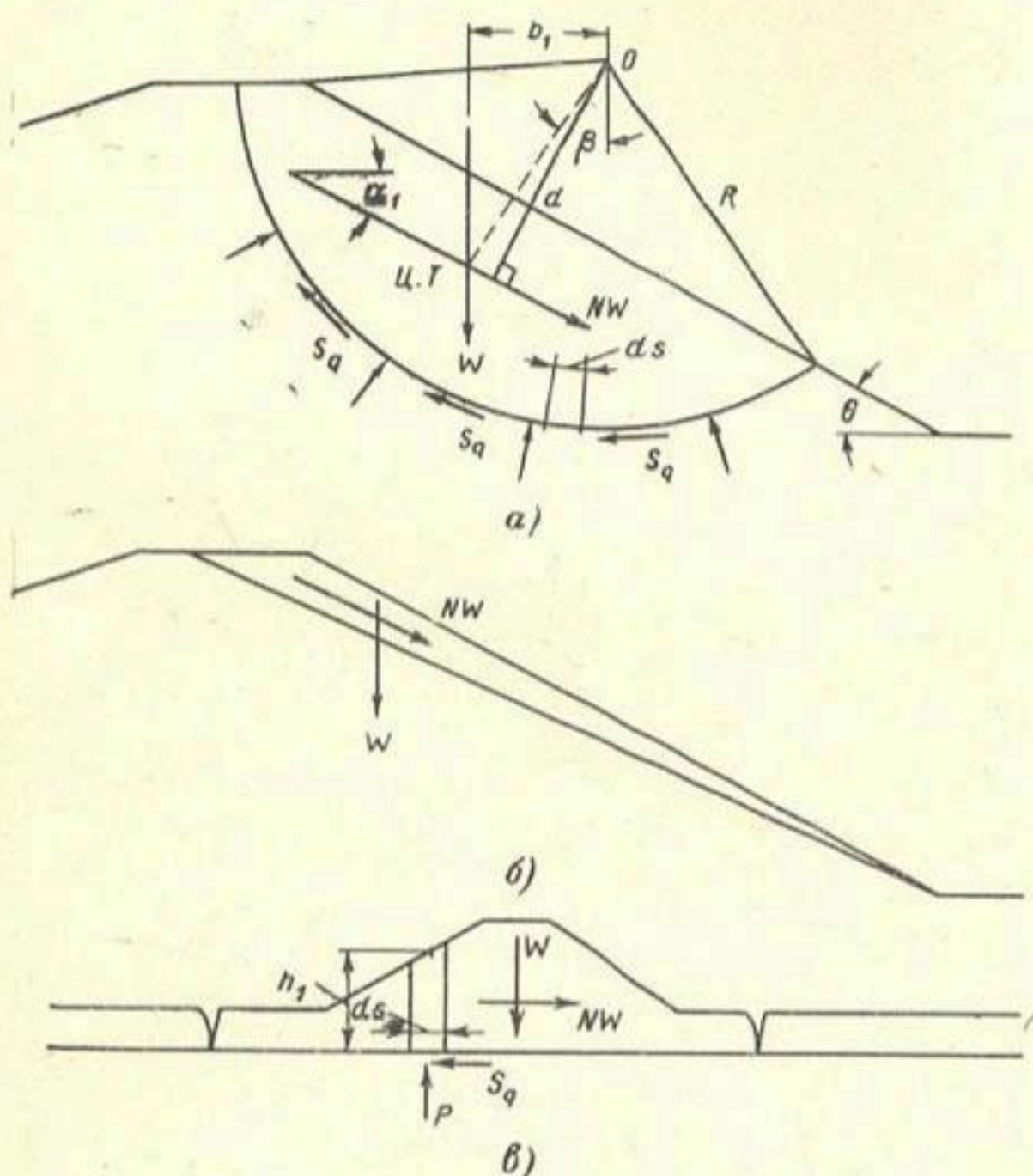


Рис. 25. Силы, действующие на призму обрушения (по Ньюмарку).

а — круглоцилиндрическая поверхность скольжения; б — плоская поверхность скольжения; в — сдвиг участка плотины по горизонтальной поверхности.

Предложенный Ньюмарком динамический метод расчета устойчивости откосов основывается на определении их деформаций (смещений) при воздействии сейсмических нагрузок от землетрясений. Реакция сопротивления сдвигу грунта принимается, как для жестко-пластического тела, и рассматривается движение части откоса по фиксированной поверхности скольжения. Смещение

неустойчивой массы грунта считается аналогичным движению твердого тела (блока) по заданной поверхности. Исходя из этого, определяется ускорение пластической (необратимой) деформации, при котором начинается движение, и сравнивается с ускорением, действующим на рассматриваемую массу грунта. Если ускорение, вызванное землетрясением, превосходит ускорение пластической деформации, то возникает движение грунта и величину смещения можно определить путем интегрирования выражения для части грунта, находящейся над поверхностью скольжения. Относительное смещение этой массы грунта по наклонной плоской поверхности скольжения (рис. 25,б) определяется с помощью выражения

$$u_m = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right), \quad (32)$$

где u_m — максимальное относительное смещение;

V и A — соответственно максимальная скорость и ускорение грунта;

N — максимальный коэффициент сопротивления сдвигу массы грунта или ускорение пластической деформации, выраженное в долях g .

Если в рассматриваемом откосе сопротивление сдвигу в одном направлении значительно больше, чем в другом, то для нахождения максимального смещения неустойчивой массы грунта используются следующие выражения:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } \frac{N}{A} > 0,50 \quad u_m &= \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \frac{A}{N}; \\ \text{при } \frac{N}{A} < 0,50 \quad u_m &= \frac{V^2}{2gN} \cdot \frac{A}{N}. \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Здесь N зависит от свойств грунта, направления действия сейсмических сил и заданной поверхности скольжения.

В случае расчетов устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения при обозначениях, принятых на рис. 25,а, получим:

$$N = \left(\frac{S_q}{\tau} - 1\right) \frac{b_1}{d} = (\overline{FS} - 1) \frac{b_1}{d}, \quad (34)$$

где S_q — сила сопротивления сдвигу грунта;

τ — максимальная сдвигающая сила от землетрясения;

$\overline{FS}$ — динамический коэффициент запаса, выражающий отношение момента сил сопротивления по поверхности скольжения к моменту сдвигающих сил Wb_1 от собственного веса;

b_1 — плечо этих сил;

d — расстояние от центра вращения до центра тяжести неустойчивой массы грунта.

Величину N можно точнее определить итерационным способом из уравнения

$$N = N' (\overline{FS}') + (\overline{FS}' - 1) \frac{b_1}{d}, \quad (35)$$

где N' — любое приложенное произвольное ускорение, меньшее N ;

$\overline{FS}'$ — соответствующий коэффициент запаса, аналогичный $\overline{FS}$.

Для участка плотины (рис. 25, в), сдвигаемого по горизонтальной поверхности,

$$N = \frac{S_1}{P' \left(1 - \sum \frac{u_n dS}{\rho h_1 dS} \right)}, \quad (36)$$

где P' равно весу материала минус поровое давление;

u_n — поровое давление;

ρ — плотность грунта.

Для откосов из несвязных и хорошо дренируемых грунтов и материалов наиболее характерной является деформация по плоской поверхности скольжения, при которой верхняя грань образует с горизонталью угол θ . В этом случае коэффициент запаса устойчивости откоса из материала с углом внутреннего трения φ определяется с помощью выражения

$$\overline{FS} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \theta}, \quad (37)$$

а критическое ускорение — с помощью выражения

$$N = (\overline{FS} - 1) \sin \theta. \quad (38)$$

Соотношение (32) выражает зависимость перемещения массы грунта от кинетической энергии и позволяет учесть условия неупругой связи между напряжениями в правой части уравнения (32) и деформациями. Первый член характеризует величину смещения, при котором происходит поглощение кинетической энергии движущейся

щейся массы, а второй до известной степени учитывает способ, с помощью которого масса получает скорость. Если в результате расчета смещения получаются чрезмерно большими, то откос должен быть принят более пологим, должны быть определены участки повышенной плотности и при необходимости материал призм должен быть отсортирован для удаления мелких частиц.

Приведенный метод расчета дает завышенные значения перемещений и, по мнению докладчиков, должен быть изменен таким образом, чтобы он учитывал изменение ускорений при пластической деформации и увеличении смещения откоса, а также изменение ускорений по высоте плотины. Этот метод применим лишь для откосов из сухих и частично водонасыщенных грунтов, когда поверхности сдвига и ускорения, вызывающие пластические деформации, могут быть определены достаточно точно. В то же время его применение для откосов из связных и водонасыщенных грунтов, в которых большую роль играет поровое давление, вызывает существенные трудности ввиду отсутствия надежных методов определения порового давления при сейсмических нагрузках от землетрясений.

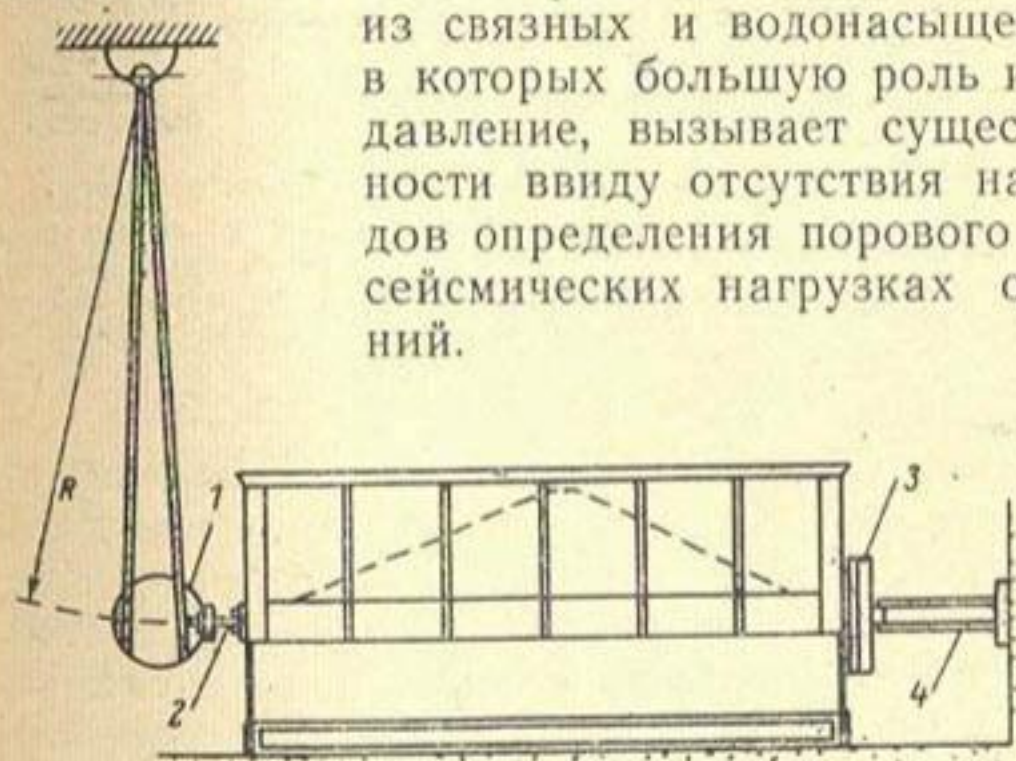


Рис. 26. Схема виброплатформы (по Сиду).

1 — маятник; 2 — буферная пружина; 3 — анкерная пружина;
4 — анкерная стойка.

Кроме того, в случае откосов из связных грунтов задача усложняется тем, что при воздействии сейсмической нагрузки возникают большие деформации даже при напряжениях, меньших статической прочности грунта, ввиду чего невозможно точно определить поверхность обрушения. В этих случаях для определения деформаций и устойчивости откосов при сейсмических

Исследования проводились при равенстве ускорений в натуре и на модели, причем модель изготавливалась из того же материала, что и натурное сооружение. В этих опытах ставилась задача определения устойчивости плотины и выбора рационального расположения водонепроницаемого ядра.

Плотина Рамганга высотой 70 м имела ядро из песчаника или глинистого сланца. Типичный разрез плотины показан на рис. 27. Принимая ширину ядра постоянной, требовалось определить его расположение в теле сооружения и произвести сравнение ядер из глинистого материала и песчаника. Исследовались три различных варианта ядра: центральное глинистое ядро той же ширины, что и наклонное, наклонное глинистое ядро и однородное ядро из песчаника.

Исследования показали, что участки с глинистым ядром имели в обоих случаях достаточное сопротивление землетрясению. Однако при землетрясениях более высокой интенсивности, чем расчетное, плотина с наклонным ядром была более устойчивой. Изменения средней интенсивности колебаний, а также реакция на землетрясение для обоих случаев показаны на рис. 28.

Расчет устойчивости верхового откоса плотины производился с помощью традиционного статического метода — метода, основанного на учете реакции плотины как упругого тела, и по теории динамической реакции. Результаты расчета приведены в табл. 9.

Таким образом, как это видно на примере плотины Рамганга, сочетание аналитического метода и модельных исследований позволяет дать гораздо более точную и обоснованную оценку реакции сооружения на землетрясение и составить более надежный проект гидросооружения.

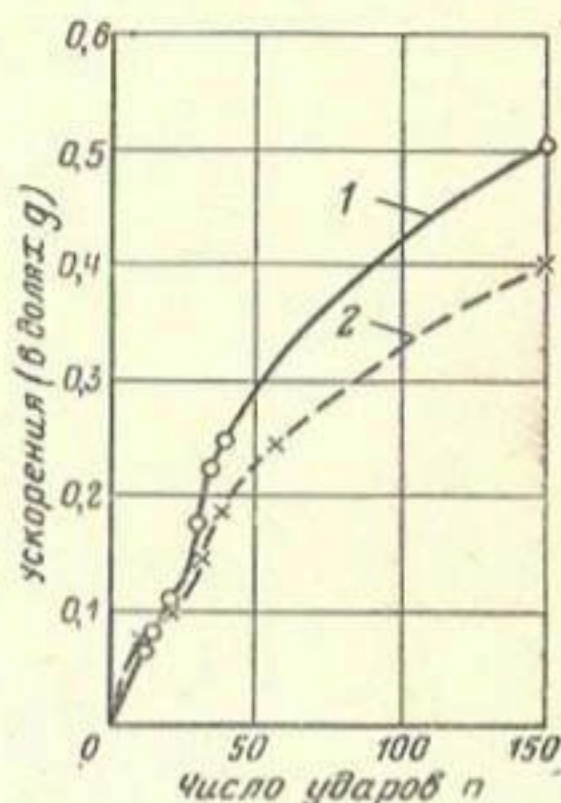


Рис. 28. Сейсмические нагрузки и реакция при модельных испытаниях плотины Рамганга. 1 — наклонное глинистое ядро; 2 — вертикальное глинистое ядро.

В докладе А. С. Стоуна и Е. С. Смита (Д-15) приводятся результаты анализа сейсмостойкости ограждающей дамбы хвостохранилища (рис. 29,а) с учетом его предполагаемого расширения (рис. 29,б).

Т а б л и ц а 9

Сопоставление методов расчетов устойчивости верхового откоса плотины

Метод расчета	Ускорение	Коэффициент запаса или максимальное смещение
Традиционный статический метод	0,069 g постоянное по высоте	1,22
Метод, основанный на учете реакции плотины как упругого тела	Изменение ускорений от 0,06 g на вершине до нуля в основании по графикам на рис. 21	1,36
	Изменение ускорений по трапеции от 0,06 g на вершине до 0,02 g в основании	1,32
Динамический метод с учетом перемещений:		
симметричный сдвиг	—	10 см
несимметричный сдвиг	—	40 см

Дамба образована из механически разделенных частиц отходов пород («хвостов»), получаемых при горных разработках. Она имеет высоту 40 м при заложении наружного откоса 1:4. Крупные хвосты представлены среднезернистым песком, откладывавшимся гидравлически без последующего уплотнения. Средняя величина относительной плотности песка равнялась примерно 55%. Материал дамбы был достаточно хорошо дренирующим, благодаря чему можно было не опасаться значительного развития порового давления при землетрясениях. В основании дамбы залегает слой естественно отложенных, хорошо отсортированных аллювиальных пород сравнительно небольшой мощности, подстилаемый скальным основанием.

Сооружение расположено в сейсмически активном районе Чили на расстоянии 80 км от участка активного сброса, который в последние десятилетия явился источником возникновения нескольких разрушительных землетрясений.

В результате статистического изучения указанных выше разрушительных, а также других, менее сильных землетрясений был получен ряд вероятностных кривых, приведенных на рис. 30, и произведен выбор расчетного землетрясения. Гипотетическое расчетное землетрясение характеризовалось общей длительностью колебаний, равной 100 сек. На рис. 31 показана искусственная аксе-

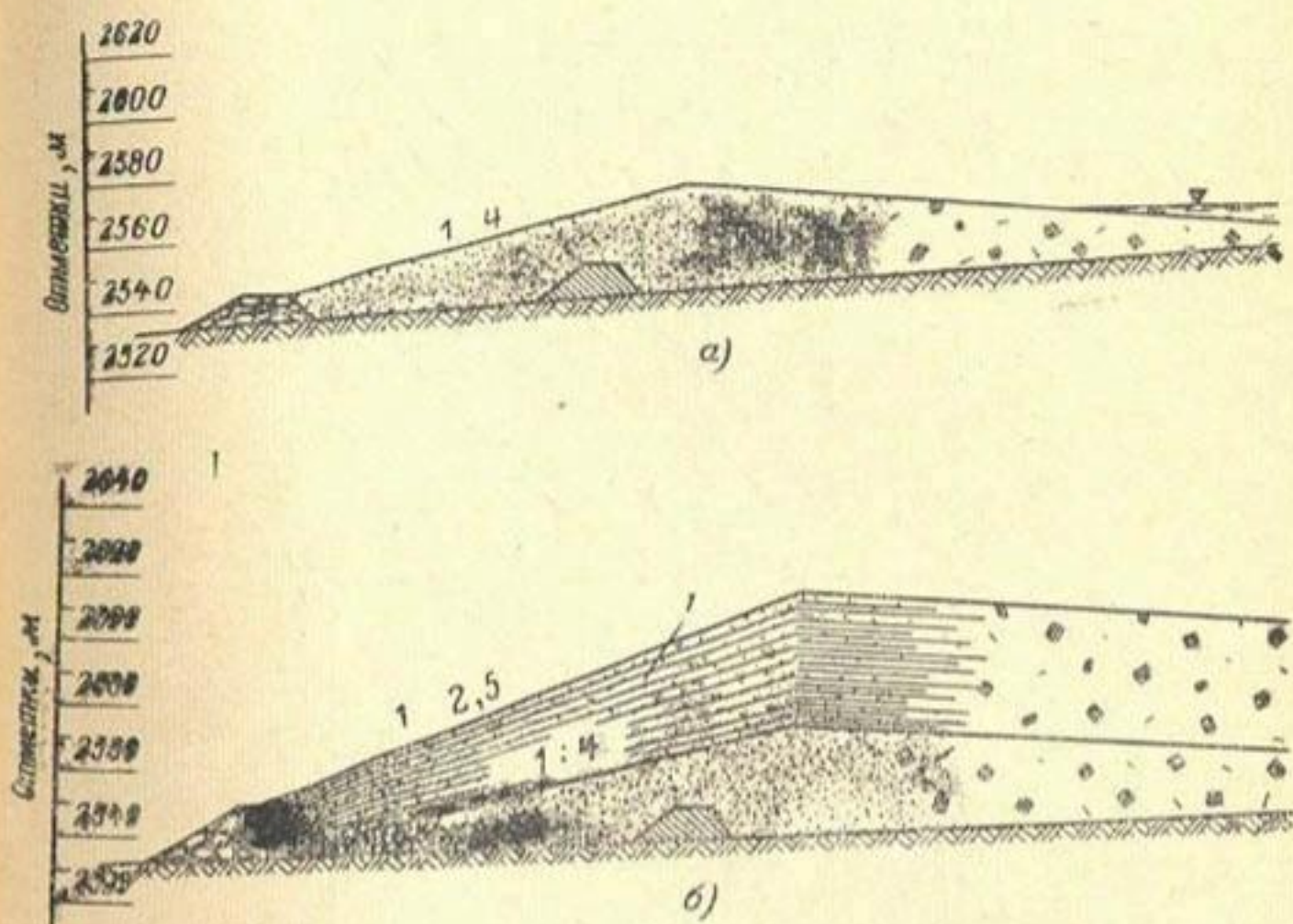


Рис. 29. Поперечное сечение хвостохранилища.

а — существующее хвостохранилище; б — проектируемое хвостохранилище;
1 — уплотненные хвосты.

лерограмма расчетного землетрясения, которая была разделена на четыре интервала по 25 сек каждый. Предполагалось, что в течение каждого из двух первых интервалов происходило по 75 колебаний с частотой 3 цикла в секунду, а в течение каждого из двух последних интервалов происходило по 25 колебаний с частотой 1 цикл в секунду.

Изменение ускорений во времени принималось по закону синусоиды с пиковыми значениями, равными в первом случае 0,28; 0,21; 0,14 и 0,07g и во втором случае 0,35; 0,28; 0,21 и 0,14g соответственно для 1, 2, 3 и 4 интервалов расчетного землетрясения. Учитывалось, что ускорения на гребне сооружения при землетрясениях имеют большую величину, чем в основании.

После установления параметров сейсмического воздействия производилось определение динамических характеристик материалов в условиях, близких к тем, которые имеют место при землетрясениях.

Исследования анизотропно уплотненного, недренированного материала хвостов проводились в приборах трехосного сжатия при двух циклах испытаний.

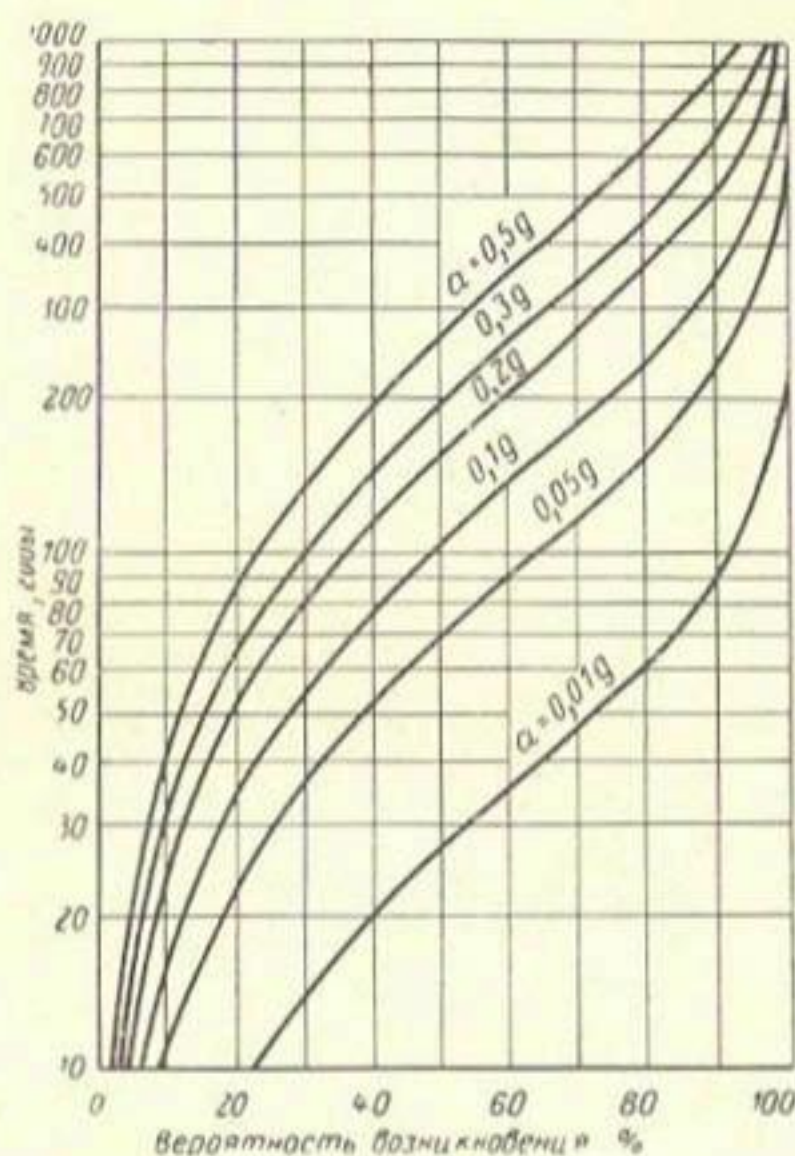


Рис. 30. Вероятностные кривые сейсмических ускорений при различных значениях a (максимальное горизонтальное ускорение грунта в долях g).

Первая партия неуплотненных образцов, полученных в лаборатории, имела примерно такую же плотность, как материал хвостов в натурных условиях; вторая партия образцов была уплотнена до 70% относительной плотности.

Определение величины деформации откоса и толщины смещающегося слоя материала производилось по методике, основанной на исходных расчетных положениях Ньюмарка (1965 г.), а также Гудмена и Сиды

(1966 г.). Некоторые отличия заключались в изменении порядка вычислений при получении окончательного результата.

В результате динамического расчета устойчивости откосов с заложениями 4:1; 3:1; 2,5:1 и 2:1 из крупных хвостов с углом внутреннего трения 26° были полу-

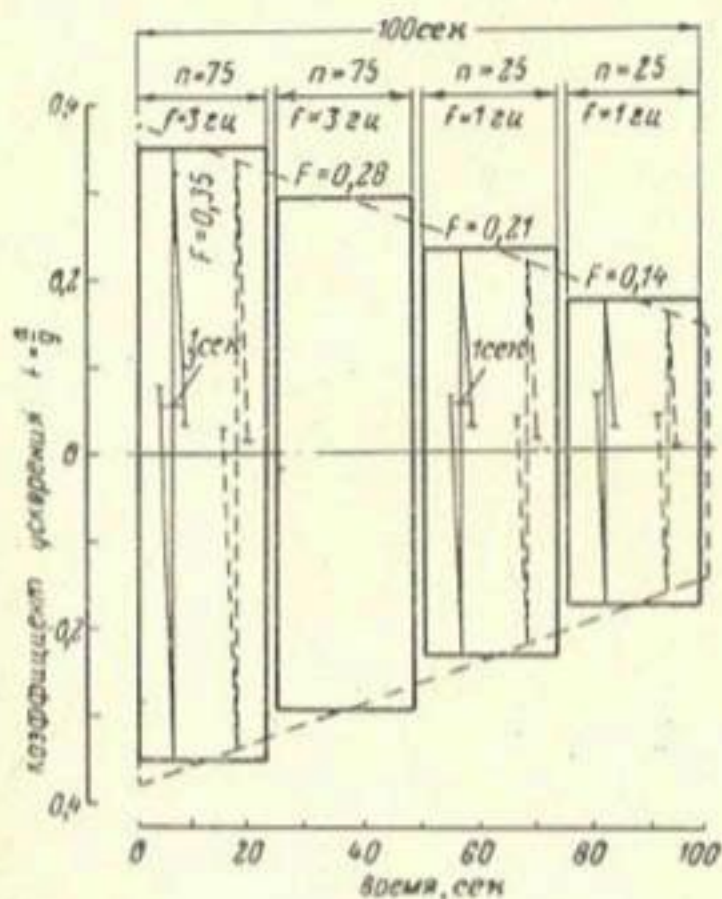


Рис. 31. Акселерограммы гипотетического расчетного землетрясения.

——— упрощенная; — — — — — теоретическая.

чены величины их суммарного смещения за время расчетного землетрясения в пределах от 3,4 до 11,5 м. Полученные величины смещений выходят за пределы максимально допустимых для рассматриваемого откоса, в связи с чем в докладе приводятся указания о необходимости увеличения плотности и уположения откосов дамбы с целью повышения их сейсмостойкости.

*

* *

Как видно из изложенного, в докладах, посвященных вопросам расчета сейсмостойкости плотин из местных материалов, рассматриваются следующие вопросы:

Выбор исходных данных для расчета, содержащих необходимые сведения о сейсмичности района, параметрах расчетного землетрясения для проектируемого со-

оружения, закономерностях и количественных характеристиках сейсмических движений грунтов при землетрясениях, динамических свойствах грунтов основания и материалов сооружения и др.

Определение динамических характеристик (частот и форм собственных колебаний) гидросооружений, величин и распределения по их сечению инерционных нагрузок и расчета напряженно-деформированного состояния при сейсмических воздействиях от землетрясений.

Оценка динамической прочности и устойчивости рассматриваемых гидросооружений.

Наиболее сложными и наименее ясными среди указанных выше являются вопросы, связанные с выбором исходных данных для расчета и проектирования гидросооружений на сейсмические воздействия. Как можно судить по приведенным материалам, в настоящее время для оценки основных параметров расчетного землетрясения (вероятности появления и частоты его повторяемости, ускорений грунта в зависимости от магнитуды землетрясения и эпицентрального расстояния и др.) в зарубежной практике довольно широко применяется вероятностный подход, основанный на использовании имеющихся эмпирических зависимостей. Однако применение такого подхода может быть обоснованным только при достаточно хорошей изученности инженерно-сейсмологических и сейсмо-тектонических условий района и наличии данных о проявлениях в этом районе землетрясений различного характера и интенсивности. В других случаях к применению такого подхода надо относиться с осторожностью, отдавать себе отчет в его ограничениях. Следует согласиться с приведенным (Д-15) выводом о том, что результаты вероятностных расчетов, проведенных на основе ранее полученных данных, указывающие на слабую сейсмическую активность района, должны быть скорректированы, если имеются геологические данные, показывающие, что в обследуемом районе в предшествующие геологические периоды наблюдались значительные движения сброса. В ряде докладов (Д-23, Д-27) говорится о том, что, кроме сведений о величине среднего сейсмического ускорения для участка строительства, необходимо указание данных о временных параметрах движения грунта при землетрясениях (о спектрах среднего ускорения, количестве и последовательности повторения максимальных импуль-

сов ускорения, продолжительности колебаний и др.). Однако более конкретных и полных сведений о методах определения этих исходных данных в рассматриваемых докладах не приводится.

Следует отметить, что очень большое внимание в этой группе докладов уделяется вопросам исследования деформационных и прочностных свойств грунтов при динамических нагрузках сейсмического характера и их учета в расчетах сейсмостойкости гидросооружений. Широкое распространение для этих целей за рубежом получили исследования деформационных и прочностных свойств грунтов, проводившиеся Сидом и другими авторами на стабилометрах при различных сочетаниях статической и динамической составляющих нагрузок, отвечающих условиям нагружения грунтов в основании или в теле гидросооружения при землетрясениях.

Эти исследования позволяют определить характеристики динамической прочности грунтов, т. е. те сочетания статической и динамической нагрузок (серии повторных импульсов нагружения), при которых деформация образца достигает своего предельного значения. Развитие подобных исследований, имеющих очень важное значение, задерживается в наших условиях из-за отсутствия необходимого для этих целей оборудования и прежде всего загрузочных устройств, позволяющих создавать динамические нагрузки с широким диапазоном изменений их параметров.

Среди докладов, посвященных вопросам расчета плотин из местных материалов на сейсмические воздействия наиболее актуальным является доклад проф. В. Д. Лиамма Финна (Д-21), в котором приводится пример применения для этих целей весьма эффективного и универсального метода конечных элементов. С помощью этого метода могут быть легко учтены сложная внешняя и внутренняя геометрия гидросооружений, неоднородность, анизотропия и неупругие свойства материалов, динамический характер нагрузок и пр. В настоящее время ведутся исследования с целью использования этого метода для решения волновых задач, что имеет очень важное значение для расчетов сейсмических колебаний каньонов, наиболее крупных плотин из местных материалов и некоторых протяженных сооружений. В Советском Союзе работы по реализации данного метода для расчета сейсмостойкости гидросооружений из местных ма-

териалов были начаты в 1967 г. во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева под руководством проф. В. Д. Лиамы Финна, находившегося в СССР по программе научного обмена между АН СССР и Национальным исследовательским советом Канады. В настоящее время лабораториями института сейсмостойкости гидросооружений (инж. А. П. Троицким) и математической (инж. Ю. Н. Ефимовым и канд. техн. наук Л. Б. Сапожниковым) составлены большие вычислительные программы для решения с помощью метода конечных элементов на ЭВМ плоской статической задачи теории упругости¹, а также для расчета плотин из местных материалов на сейсмические воздействия. Указанные программы широко используются во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева и Ленгидропроекте имени С. Я. Жука для практических расчетов гидротехнических сооружений как на статические, так и на сейсмические воздействия.

Большой интерес также представляет изложение в ряде докладов (Д-21, Д-27 и др.) методов определения динамической прочности и устойчивости гидротехнических сооружений из местных материалов при сейсмических воздействиях. В настоящее время для этих целей применяются два способа, когда определение сейсмостойкости гидротехнических сооружений производится либо по предельным напряжениям (по прочности грунта), либо по предельным деформациям откосов или сооружения.

В первом случае применяется квазидинамический способ (иногда называемый также псевдостатическим), при котором сейсмические нагрузки от землетрясения в расчетах устойчивости откосов учитываются как статические. При этом допустимое значение коэффициента запаса устойчивости несколько снижается.

Во втором случае расчет устойчивости откосов производится с помощью динамического способа, предложенного Ньюмарком, при котором устойчивость откосов определяется как функция его деформации (перемещения) под воздействием инерционных нагрузок во время землетрясения. Аналогичные способы расчета динамической устойчивости отдельной частицы грунта (камня)

¹ Инж. Ю. Н. Ефимов, канд. техн. наук Л. Б. Сапожников, инж. А. П. Троицкий. Реализация метода конечных элементов на ЭВМ для решения плоской задачи теории упругости. — «Известия ВНИИГ», 1970, т. 93.

или скального массива, расположенных на наклонной шероховатой поверхности откоса, с учетом возможности их перемещений рассматривались В. Г. Мельником (ВНИИ ВОДГЕО), Е. К. Архиповой и Е. В. Вашуровым (Гидропроект имени С. Я. Жука) и А. Н. Бирбраером (ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева). Кроме того, в лаборатории сейсмостойкости гидротехнических сооружений ВНИИГ А. Н. Бирбраером был разработан динамический метод расчета устойчивости земляных откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения с учетом возможности их перемещений во время землетрясения.

При расчете гидротехнических сооружений по методу конечных элементов с использованием результатов исследований динамических свойств слагающих их материалов могут быть определены деформации всей плотины за время землетрясения и произведена оценка допустимости их для рассматриваемого сооружения. Такой метод применялся для оценки сейсмостойкости гидротехнических сооружений из местных материалов в работах Х. Б. Сида и Л. Финна.

Следует отметить, что рассмотренные динамические методы расчета сейсмостойкости гидротехнических сооружений по предельным деформациям лучше отражают характер и кратковременность действия сейсмической нагрузки, особенности работы сооружений и динамические свойства материалов. Поэтому рассматриваемые методы наряду с широко применяемыми в настоящее время обычными квазидинамическими методами расчета устойчивости откосов по предельным напряжениям (по прочности грунта) должны в дальнейшем получать все более широкое распространение для оценки сейсмостойкости гидротехнических сооружений из местных материалов, их оснований и естественных земляных откосов.

Глава четвертая

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКИХ ПЛОТИН ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В трех докладах: А. Р. Гольца, Х. Б. Сида и Б. Б. Гордона (Д-16), Е. Г. Элдриджа и А. Л. Литтла (Д-3), С. Н. Кхана и В. А. Сиддикую (Д-31) рассматриваются вопросы, связанные с расчетом, проектиро-

ванием и строительством в сейсмических районах крупных гидротехнических сооружений на примере плотин Оровилл, Мангла и Тарбела.

Плотина Оровилл (Д-16). Проектирование и строительство плотины Оровилл высотой 235 м на р. Федзер в Северной Калифорнии было связано с решением ряда трудных задач. Этот район является одним из наиболее сейсмически активных в Америке. В Калифорнии и на Аляске произошло больше землетрясений, в том числе разрушительных, чем во всех остальных штатах, вместе взятых.

Начиная с первого землетрясения 1769 г., о котором имеется историческое свидетельство, Калифорния испытала действие 30 землетрясений, каждое из которых в наши дни могло бы причинить ущерб в миллионы долларов и вызвать человеческие жертвы. Поэтому инженерами и геологами в связи с проектированием и строительством больших плотин здесь проводятся исследования, связанные с оценкой вероятностного риска при землетрясениях; в 1959 г. они были дополнены программами изучения напряжений в земной коре и движений сброса.

При проектировании каждого крупного сооружения, как это имело место и для плотины Оровилл, Управление водных ресурсов учитывает предшествующую историю землетрясений на участке строительства и возможность возникновения их в будущем. Проведенное изучение литературы, начиная с 1769 по 1957 г., показало, что за этот период в районе строительства Оровилльской плотины наблюдалось 56 землетрясений различной интенсивности. Из них 30 землетрясений с очагами в радиусе от Оровилла 80 км имели в этом районе интенсивность 5 баллов и выше по шкале Росси—Фореля или модифицированной шкале Меркалли, 13 землетрясений с очагами, удаленными более чем на 80 км, также имели здесь интенсивность 5 баллов и выше и 13 землетрясений с очагами в радиусе от Оровилла 32 км имели интенсивность 5 баллов. При этом по крайней мере 22 землетрясения, происшедших в период 1838—1957 гг., имели на участке Оровилльской плотины интенсивность 6 баллов, а самое сильное землетрясение 27 декабря 1869 г. имело интенсивность 7 баллов. Хотя плотина расположена в районе небольшой сейсмической активности, при разработке ее окончательного проекта

в качестве основного критерия была принята сейсмостойкость будущего сооружения.

Расчет устойчивости откосов проводился сначала с помощью обычных методов круглоцилиндрических и плоских поверхностей скольжения при разных предположениях об уровне воды в водохранилище и прочности материала основных участков откоса плотины. Величина расчетного сейсмического ускорения принималась равной $0,1g$. Применялись методы полного и эффективного напряжения при значениях расчетных характеристик грунта, полученных путем испытаний крупномасштабных образцов в условиях больших обжимающих давлений, отвечающих ожидаемым в реальном сооружении.

Один из расчетов основывался на предположении о том, что материал водоупорного ядра имеет нулевую прочность.

В 1961—1962 гг. лабораторией строительных материалов университета в Беркли были проведены исследования сейсмостойкости плотины Оровилл на моделях масштаба $1:400$ и $1:200$ при ускорениях горизонтальных колебаний до $0,5g$, превышающих ускорения землетрясения Эль-Центро 18 мая 1940 г. Опыты проводились с помощью виброплатформы размером $2,1 \times 3,0$ м, представляющей собой железобетонную плиту толщиной около 20 см, установленную на гибких стойках. Ее движение вызывалось с помощью ударов маятника весом 68 кг о пружину на одном конце платформы и контролировалось пружиной на другом конце, прикрепленной к неподвижной стене.

Интенсивность сейсмического воздействия задавалась углом отклонения маятника. Модель имела высоту 0,6 м и длину по гребню 2,1 м.

Параметры движения (перемещения и ускорения) определялись с помощью датчиков, установленных в нижней части виброплатформы, с записью на осциллограф. Кроме того, проводилась регистрация изменений профиля модели при сейсмических воздействиях с помощью специального глубинного профилометра.

Ввиду трудности воспроизведения в опытах давлений в поровой воде испытания проводились на моделях из сухого песка, что позволяло полностью исключить влияние порового давления, либо на моделях из достаточно плотного материала, мало подвергающегося даль-

нейшему уплотнению при колебаниях, что уменьшало до минимума влияние порового давления.

Исследования проводились для стадии непосредственно после возведения сооружения при пустом и заполненном водохранилище (хотя вода в модель при этом не подавалась). Подобные опыты, в которых давление поровсей воды в несвязном материале не моделировалось, давали неточное представление о возможном поведении сооружения. На основании этих опытов было сделано заключение, что осадка гребня натурного сооружения, вызванная сдвиговыми деформациями, при действии землетрясения с максимальными ускорениями $0,5g$ будет составлять $1,5$ м, а при действии землетрясения с максимальными ускорениями $0,3g$ будет меньше $0,3$ м.

Для определения изменений объема грунта при сдвиге в условиях высоких давлений обжатия, развивающихся в больших плотинах, проводились испытания на трехосное сжатие материала хвостов, составляющих большую часть объема сооружения.

Оказалось, что во время сдвига при высоких давлениях объем материала уменьшался, что свидетельствовало о возможности возникновения при землетрясениях дополнительного порового давления и уменьшения прочности грунта.

Таким образом, испытания, проводившиеся при отсутствии порового давления в материале модели, давали неоправданно оптимистическое представление о сейсмостойкости сооружения.

Для обоснования сейсмостойкости плотины Оровилл проводились исследования прочности несвязного грунта при совместном воздействии статических и кратковременных пульсирующих напряжений.

Динамический расчет устойчивости верхового откоса при заполненном водохранилище проводился путем сравнения напряжений, вызываемых в сооружении при землетрясениях с напряжениями, при которых происходит обрушение или значительная деформация земляного откоса. Определение действующих ускорений и сил инерции в различных частях плотины производилось для случая движения основания, заданного акселерограммой землетрясения в Эль-Центро.

Расчет производился при различных значениях модуля сдвига материала плотины G , изменявшихся по

высоте сооружения в функции среднего давления σ_0 от веса вышележащего слоя грунта:

$$G = 2,5 \cdot 10^2 \sigma_0, \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициент затухания принимался равным 20% критического. На рис. 32 приведены расчетные значения сейсмического коэффициента, зависящие от размеров и места расположения неустойчивой массы откоса: при сдвиге всего откоса вплоть до основания плотин. Максимальный коэффициент сейсмичности равнялся 0,1g, а при сдвиге верхней четверти откоса он увеличился

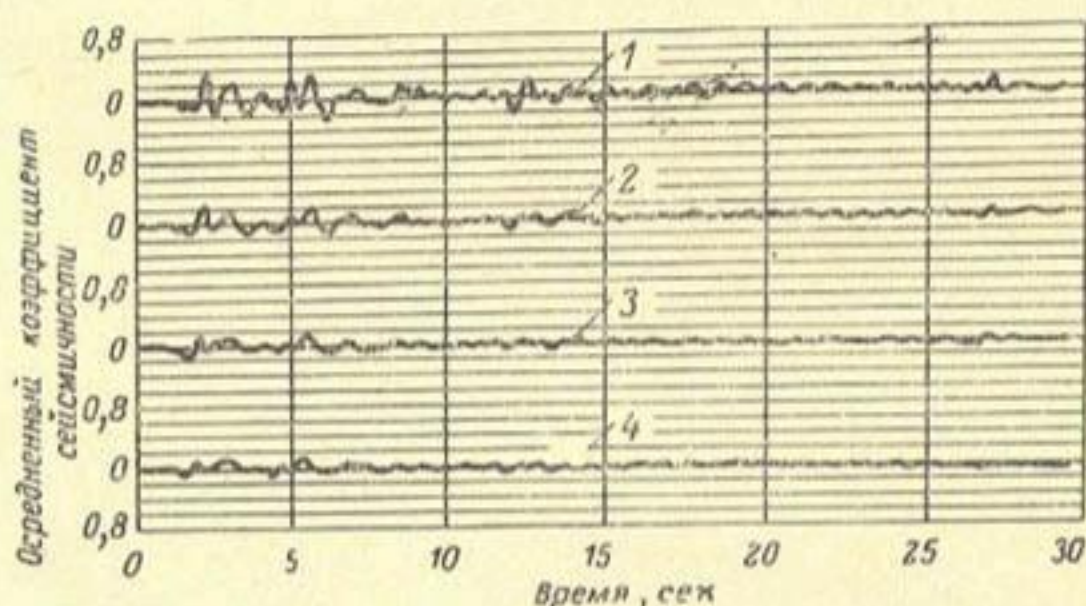


Рис. 32. Средние величины сейсмического коэффициента для плотины Оровилл при воздействии землетрясения в Эль-Центро (1940 г.).

Колебания плотины: 1 — на высоте $1/4$; 2 — на высоте $1/2$; 3 — на высоте $3/4$; 4 — на гребне.

до 0,3g. При этом в течение 30 сек сейсмических колебаний основания плотина подвергалась действию десяти сильных толчков. Учитывая, что землетрясения на Аляске имеют гораздо большую длительность (свыше 4 мин), было решено к выбору возможного числа импульсов нагружения отнестись с осторожностью и принять, что при сильном землетрясении процесс колебаний грунта является достаточно длительным и за это время может возникнуть до 60 импульсов инерционной силы.

Материал ядра плотины Оровилл не является абсолютно водонепроницаемым или слишком водопроницаемым, поэтому было трудно определить возможную сте-

пень рассеивания порового давления. Учитывая большие размеры сооружения, длинные (около 366 м) пути фильтрации вблизи его основания, а также относительно небольшое различие между прочностью дренированного и недренированного материала при циклической нагрузке, было принято предположение, что во время землетрясений дренирования материалов ядра плотины не происходит.

Приближенная оценка прочностных свойств камен-нонабросных материалов производилась на основании сопоставления с известными характеристиками подобных материалов меньшей крупности в условиях статического и динамического пульсирующего напряжения.

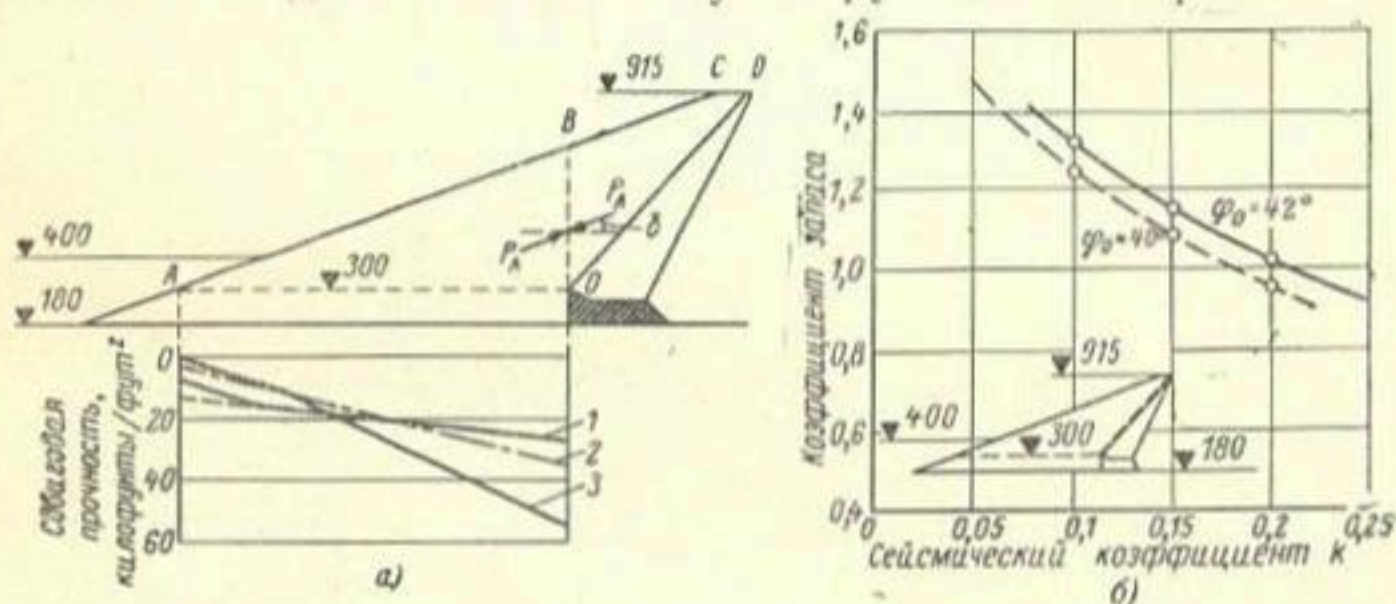


Рис. 33. Результаты исследований и расчетов плотины Оровилл на сейсмостойкость.

а — сопротивление сдвигу материала упорной призмы на расстоянии от подошвы откоса 300 м; б — зависимость коэффициента запаса от сейсмического коэффициента для плоскости скольжения, проходящей от подошвы верхового откоса на расстоянии 300 м; 1 — при статическом нагружении в недренированном состоянии; 2 — при пульсирующей нагрузке (60 циклов/сек) в недренированном состоянии; 3 — при статическом нагружении в дренированном состоянии; ϕ_0 — угол внутреннего трения.

С этой целью было произведено определение циклических напряжений, приводящих к разрушению или значительным деформациям образцов грунта за 60 циклов нагружения в условиях недренированных испытаний. Предполагалось, что отношение динамической прочности грунта к его статической прочности при дренированных и недренированных испытаниях является таким же, как для других несвязных материалов, имеющих сопоставимые характеристики. На рис. 33,а приведены полученные с помощью этого способа данные о прочностных свойствах материала упорной призмы на расстоянии 300 м по горизонтали от подошвы верхового

откоса для условий статических недренированных и дренированных испытаний и циклических недренированных испытаний (при 60 циклах нагружения).

Прочность связных грунтов, аналогичных тем, которые применялись для ядра плотины, при пульсирующих нагрузках обычно оказывается несколько меньшей их прочности, полученной путем статических недренированных испытаний. Однако влияние прочности материала ядра на устойчивость плотины настолько незначительно, что было решено использовать в расчетах характеристики прочности уплотненного материала ядра, полученные путем недренированных статических испытаний.

Расчет устойчивости откосов производился при разных значениях коэффициента сейсмичности и разных уровнях воды в водохранилище для двух величин угла внутреннего трения материала. Результаты расчета приведены на рис. 33,б. Аналогичные расчеты были произведены при более значительной высоте плотины и более высоких коэффициентах сейсмичности.

Полученные значения коэффициента запаса даже при движениях грунта, более сильных, чем во время землетрясения в Эль-Центро, были равны или превосходили его значения, полученные с помощью статического метода (при $k_c = 0,1g$).

Поскольку в расчетах принимались весьма осторожные допущения, полученные значения следует считать достаточно высокими, при которых обеспечивается сейсмическая устойчивость гидросооружения.

Вместе с тем проведенные исследования показали, что при расчетах устойчивости откосов ответственных гидротехнических сооружений необходимо учитывать условия их динамического нагружения.

Другим важным результатом работы является вывод о необходимости экспериментального определения прочности крупнообломочных материалов упорных призм при циклическом нагружении.

В расчетах сейсмостойкости плотины с помощью традиционного метода были учтены следующие дополнительные условия:

Плотина располагается непосредственно на скальном основании или на очень плотном грунте с незначительной примесью песка и гравия (более плотном, чем материал плотин). Это исключает возможность разжижения грунта основания.

Схема разбивки плотины на зоны должна обеспечивать наличие широких переходных участков из хорошо отсортированного песка и гравия между ядром и упорными призмами.

Превышение гребня плотины над максимальным уровнем воды в водохранилище во избежание перелива волн принято равным 5 м, что превосходит осадку гребня в любом случае.

Ядро образуется из плотного, упругого водонепроницаемого материала с широким диапазоном крупности частиц.

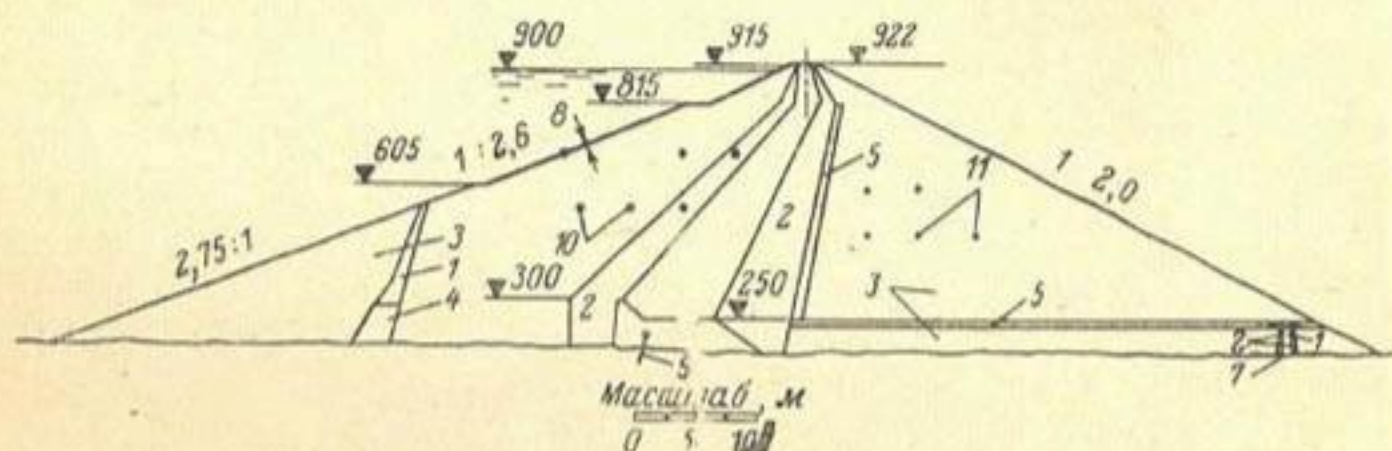


Рис. 34. Разрез плотины Оровилл по плоскости, соответствующей максимальной высоте.

1 — непроницаемое ядро из материала основной выемки; 2 — переходные зоны из хорошо отсортированной смеси ила, песка, гравия и мелкого камня с галькой максимальным размером до 15 дюймов; 3 — участки упорной призмы из гравия, камня и гальки максимальным размером до 24 дюймов; 4 — водонепроницаемое ядро из материала выработки береговых устоев; 5 — дренажные зоны из гравия, камня и гальки; 6 — бетонное основание ядра; 7 — водосборная галерея; 8 — каменная наброска; 9 — цементационная завеса; 10 — датчики гидродинамического давления; 11 — датчики напряжения.

Материал, соприкасающийся со скальным основанием или бетоном, должен иметь начальное содержание воды на 1—3% выше оптимального для образования пластической зоны в местах его сопряжения с этими жесткими элементами. Влажность материала наклонного ядра должна быть равной или несколько превышать оптимальную влажность, что предохраняет от образования в нем трещин.

Для наблюдения за поведением плотины Оровилл во время строительства, заполнения водохранилища и последующей эксплуатации предусматривается обширная программа оснащения ее измерительной аппаратурой, в том числе для измерений порового давления в материале плотины (схема размещения которой показана на рис. 34) и напряжений грунта, и 3 компл. трехкомпо-

ментных акселерометров для измерения сильных движений (двух на плотине и одного в основании).

Проект Мангла (Д-3). Этот проект имеет целью восстановление части ирригационной системы Западного Пакистана в связи с отводом в Индию по договору о бассейне Инда рр. Рави, Беас и Сатлей. Предусматриваются создание на р. Ихелум водохранилища с помощью трех больших плотин: Бинне, Кларк и Скемптон в Мангла, Яри и Сукиан (рис. 35), а также производство электроэнергии при начальной мощности 300 и окончательной 1 000 Мвт.

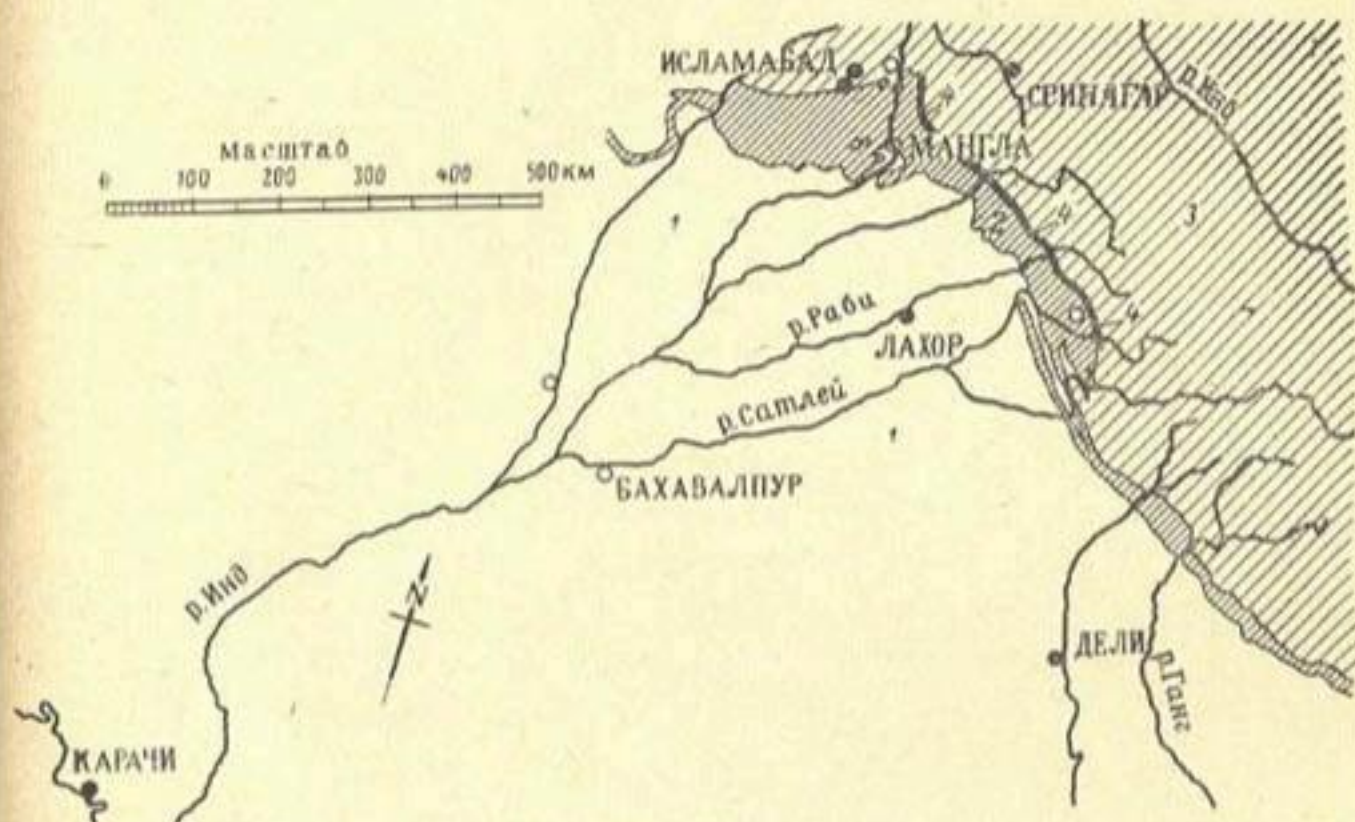


Рис. 35. Региональная карта Северо-западной Индии и Пакистана с указанием геологических особенностей и сейсмичности.

1 — плейстоценовый слой долины Инда и Ганга; 2 — неогеновые отложения (символики); 3 — старая скальная порода Гималаев; 4 — участок сброса.

Проектная высота плотины Мангла 102 м; предусматривается ее увеличение до 114 м. Отметка воды, отвечающая горизонту мертвого объема (ГМО), первоначально будет составлять 92 м, а после поднятия этого горизонта 106 м.

Основание плотины состоит из перемежающихся слоев сцементированного песчаника, ила и глины. Глинистый грунт в обычных условиях является твердым, а при выходе на поверхность быстро разрушается. Песчаник более устойчив против выветривания и эрозии. Во многих глинистых пластах после начала строительства обнаружены зоны сдвига, параллельные пластам

и распространяющиеся на несколько сотен метров; поэтому при проектировании принималось, что зоны сдвига на больших участках (Бинне, Кларк и Скемптон) являются непрерывными. На участке плотин в Мангла и Сукиан угол падения пластов в направлении с северо-запада на юго-восток составляет 10—15°.

В северо-восточном конце участка плотины Сукиан встречается несколько тонких пластов бентонитовой глины и вулканического пепла.

На участке Яри каменные породы моложе, чем на участке Мангла. К северу, между участком плотины Яри и г. Мирпур, имеется седловина, заполненная мелким илом с низкой плотностью типа лессовых отложений. Русло Яри прорезает край седловины в 6 км к югу от Мирпура; здесь каньон суживается до 1 км. В этом месте построена плотина Яри, окруженная с двух сторон крупными каньонами и ущельями. Плотина расположена на скальном основании, характеризующемся падением пластов пород по направлению к северу под углом до 45°. Непосредственно за контрфорсами плотины угол падения уменьшается и пласты медленно разворачиваются, образуя бассейн Мирпур.

Данные о сейсмичности этого района крайне ограничены. Район располагается на срезе, созданном дугой Гималаев и цепью Белуджистан в 32 милях от граничного участка сброса, разделяющего старые Гималайские горы и Сиволики. Каждая из этих цепей в прошлом служила очагом сильных землетрясений, включая землетрясения в Кангра (1905 г.) и Кветта (1935 г.). Поэтому весь район является сейсмичным.

Хотя вблизи Мангла граничный участок сброса не проявлял сейсмической активности уже 150 лет, это не дает основания считать его несейсмичным. Одно из самых сильных землетрясений, когда либо зарегистрированных в истории, произошло 4 апреля 1905 г. в Кангра (в 160 милях от Мангла). Другие землетрясения аналогичной магнитуды произошли в Северо-западных Гималаях (150 миль к северу) в 1929 г. и Гиндукуше (220 миль к северу) в 1937 г., но ни одно из них не связано с граничным участком сброса. Поэтому землетрясение в Кангра представляет особый интерес при оценке сейсмичности участка строительства плотины Мангла. При этом землетрясении величина сейсмического ускорения грунта основания на участке Мангла была

небольшой (около $0,04g$). Однако аналогичное землетрясение в наименее удаленной точке граничного участка сброса могло вызвать более высокие ускорения, которые были определены с помощью интерполяции (рис. 36). На расстоянии 50 км от эпицентра (прямая В—В) получено ускорение грунта, равное $0,1g$. Эта величина и была принята в качестве расчетной.

Согласно принятым в 1959 г. нормам расчета гидросооружений анализ устойчивости откосов плотины Мангла производился с помощью квазидинамического мето-

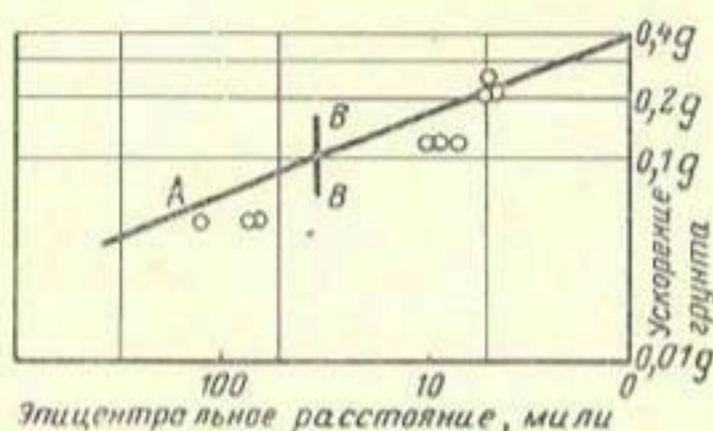


Рис. 36. График зависимости сейсмического ускорения от расстояния.

да. Действующие на неустойчивую часть откоса сейсмические силы считались направленными горизонтально и численно равными произведению массы рассматриваемой части откоса на расчетное ускорение. Основные недостатки этого метода состоят в том, что он не учитывает динамического характера и кратковременности действия сейсмических сил и не дает возможности определить величины деформаций откоса, вызываемых землетрясениями, а также не принимает во внимание вертикальную составляющую сейсмического ускорения, которая может составлять 30 % и более от горизонтальной. Кроме того, не учитывалось изменение прочности водонасыщенных грунтов и материалов при сейсмических воздействиях за счет влияния порового давления, которое в земляных плотинах почти совсем не изучено. Несмотря на отмеченные недостатки, статический метод расчета устойчивости откосов был принят при проектировании плотины Мангла из-за отсутствия других, более обоснованных и достаточно разработанных методов.

В результате расчетов были получены значения коэффициентов запаса устойчивости при сейсмических

Коэффициенты запаса устойчивости

Наименования откосов	Условия расчета	Коэффициент запаса
Верховой	Быстрое понижение уровня воды во время землетрясения	1,0
Низовой	Стадия окончания строительства с учетом поровых давлений при землетрясении (поверхность обрушения проходит через ядро)	1,2
	Те же условия (поверхность обрушения не проходит через ядро)	1,0

воздействиях для верхового и низового откосов, приведенные в табл. 10.

Обрушение низовой грани плотины, вызывающее повреждение ядра, является более опасным для сооружения; поэтому для данного случая принят более высокий коэффициент запаса.

Обычно используются одни и те же расчетные критерии для верхового и низового откосов. Но в некоторых случаях (как, например, на плотине Сукиан), когда повышение отметки гребня или уположение откосов оказывается нецелесообразным из-за относительно небольшой величины их смещений при землетрясениях принимаются пониженные коэффициенты запаса.

При оценке устойчивости откосов учитывалась горизонтальная составляющая сейсмического ускорения, перпендикулярная оси плотины. Распределение ускорений по высоте сооружения определялось с помощью спектральных графиков, зависящих от степени затухания, с учетом первых пяти форм колебаний. Максимальное значение ускорения на любой высоте от подошвы плотины определялось по эпюрам распределения ускорений для каждой из форм колебаний; оно показано в виде кривой 13 на рис. 37. Хотя в действительности ускорения в разных точках по высоте плотины достигают своего максимального значения неодновременно и не везде совпадают по фазе (в некоторых точках они имеют одно направление, а в других — противоположное), в расчетах устойчивости откосов принимались средне-максимальные значения сейсмического ускорения ($0,11g$), имеющие одинаковые направления для всей высоты плотины от основания до гребня. Очевидно, что

такой подход приводит к завышению расчетных значений сейсмических ускорений.

Расчет устойчивости верхней части плотины производился при величине ускорения $0,15g$. При этом наиболее угрожаемое состояние верхового откоса получено при отметке гребня 388 м, а низового откоса — при отметке гребня 376 м.

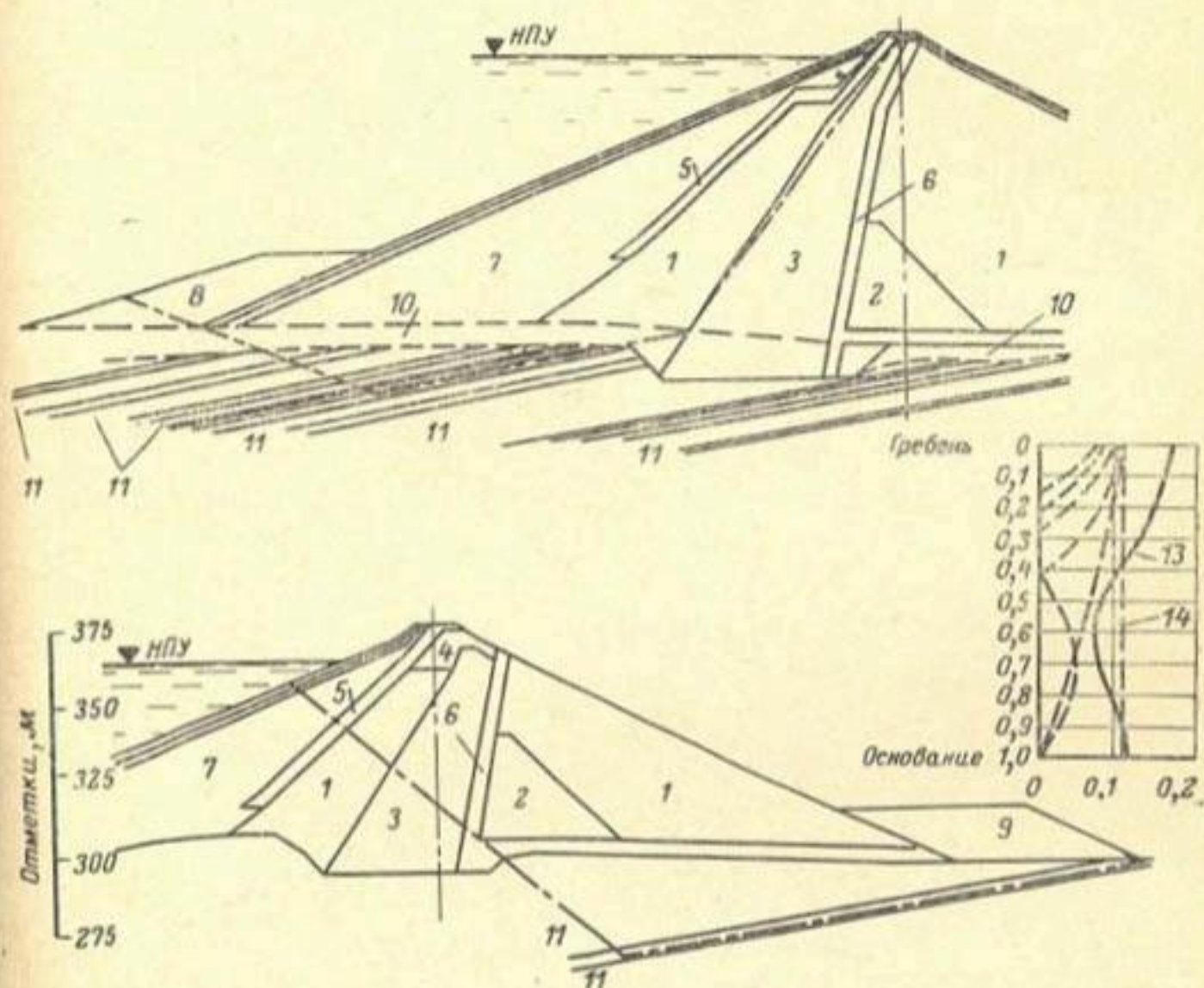


Рис. 37. Поперечный разрез плотины Мангла с указанием геологической структуры, распределения сейсмических ускорений и типичных поверхностей обрушения.

1 — укатанный песчаник, тип А; 2 — укатанный песчаник с глиной; 3 — укатанная глина; 4 — укатанный песчаник, тип В; 5 — переходная зона; 6 — фильтры; 7 — гравийная наброска; 8 — верховой банкет; 9 — низовый банкет; 10 — аллювий речного дна; 11 — скальное основание; 12 — глинистое основание; — · — · — типичная поверхность обрушения; 13 — распределение сейсмического коэффициента; 14 — расчетная величина $a=0,11g$.

Расчеты осуществлялись с помощью ЭВМ. В соответствии с предложением Бишопа учет горизонтальных сейсмических сил производился путем поворота исследуемого отсека обрушения на угол θ , определяемый величиной $\text{tg } \theta = a/g$, где a — расчетное сейсмическое ускорение и g — ускорение свободного падения. Этот прием, ранее использовавшийся Терцаги, значительно упростил

программу ЭВМ, хотя при расчете верхового откоса после завершения машинной программы потребовалось выполнить ручную пригонку гидростатических сил, действующих со стороны водохранилища, которые не могут быть учтены с помощью рассматриваемого метода. Ввиду того что расчет устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения привел к выводу о возможности возникновения поверхности сдвига в скальном основании, его дальнейшее применение было признано нецелесообразным. Поэтому в последующих расчетах применялись клинообразные поверхности сдвига. Пример такой поверхности скольжения показан на рис. 37.

Применение динамического метода, предложенного Ньюмарком, к конкретным задачам является довольно затруднительным; однако в некоторых случаях он использовался для оценки вероятных смещений откосов при землетрясениях.

Кроме указанных выше мероприятий для повышения сейсмостойкости плотины Мангла, было признано целесообразным осуществить:

- изгиб ее верховой грани в плане, который будет способствовать закрытию трещин, которые могут возникнуть при землетрясениях;

- увеличение толщины ядра, предохраняемого прочными фильтрами со стороны низовой грани и переходной зоной со стороны верховой грани (рис. 37).

Толщина водоупорного слоя и трех фильтров была принята равной 21 м, чтобы они выдерживали без нарушения любое движение грунта при землетрясениях.

Для удержания максимально возможного стока ($73\,600\text{ м}^3/\text{сек}$) и предупреждения перелива волны через сооружение при землетрясениях превышение гребня плотины над защитным уровнем воды в водохранилище было принято равным 9,7 м. Возможность одновременного возникновения максимального паводка и землетрясения максимальной интенсивности настолько незначительна, что при составлении проекта она не учитывалась.

Участок плотины в районе водоприемника отделен от остальной ее части высотой Мангла Форт и состоит из каменной наброски на скальном основании. Ввиду сложного напластования пород в основании расчет устойчивости верхового откоса на этом участке произ-

водился по методу скользящего клина при рекомендованных Амбрасейсом расчетных значениях сейсмического ускорения для основания $0,10g$ и для каменной наброски $0,14g$.

Очень удобным створом для строительства плотины на водоразделе бассейна Ихелум, расположенном вверх по течению от Мангла, является седловина в 3 км к юго-востоку от г. Мирпур. Однако она находится в 38 км от гималайского граничного участка сброса, тогда как Мангла находится от него в 50 км. Соответственно этому максимальное ускорение скального основания на участке Мирпур оценивается величиной $0,13g$, а на участке Мангла $0,10g$. Кроме того, плотина Мангла располагается на скальном основании, а седловина Мирпур на значительную глубину (до 300 м) сложена аллювиальными илистыми отложениями.

Так как оценка поведения слоя илистых отложений значительной мощности и определение ускорения на слое таких грунтов при «расчетном» землетрясении являются весьма приближенными, было решено отказаться от строительства плотины на участке Мирпур и создать водохранилище с помощью плотины, расположенной в 4 км от Мирпура по ущелью Яри, где сооружение могло быть построено на скальном основании.

В пределах участка Яри, расположенного примерно на 14 км ближе к граничному сбросу, расчетные значения ускорений были приняты равными для грунта основания $0,13g$; для каменной наброски в целом $0,13g$ и для верхней части (18 м) наброски $0,17g$. Для большей части длины плотины были получены достаточно высокие коэффициенты запаса устойчивости. Однако на отдельных участках плотины коэффициент запаса был получен равным 0,86 для верхового откоса при отметке гребня 338 м и 0,98 при отметке гребня 376 м. При значении коэффициента запаса, равном 0,86, расчетная величина смещения откоса достигала более 30 см. При таких смещениях прочность глинистого грунта основания по поверхности обрушения может понижаться до некоторой остаточной величины, в результате чего происходит уменьшение статического коэффициента запаса устойчивости плотины после землетрясения до недопустимо низкого значения. Это привело к необходимости устройства на отметке 180+00 м дополнительной отсыпки верховой упорной призмы (обозначенной цифрой 8

на рис. 38). На одном из участков плотины коэффициент запаса устойчивости низового откоса был получен равным 1,1 вместо принятого в проекте минимально допустимого его значения 1,2. Однако эта величина была признана достаточной, так как статический коэффициент запаса устойчивости на этом участке был высоким

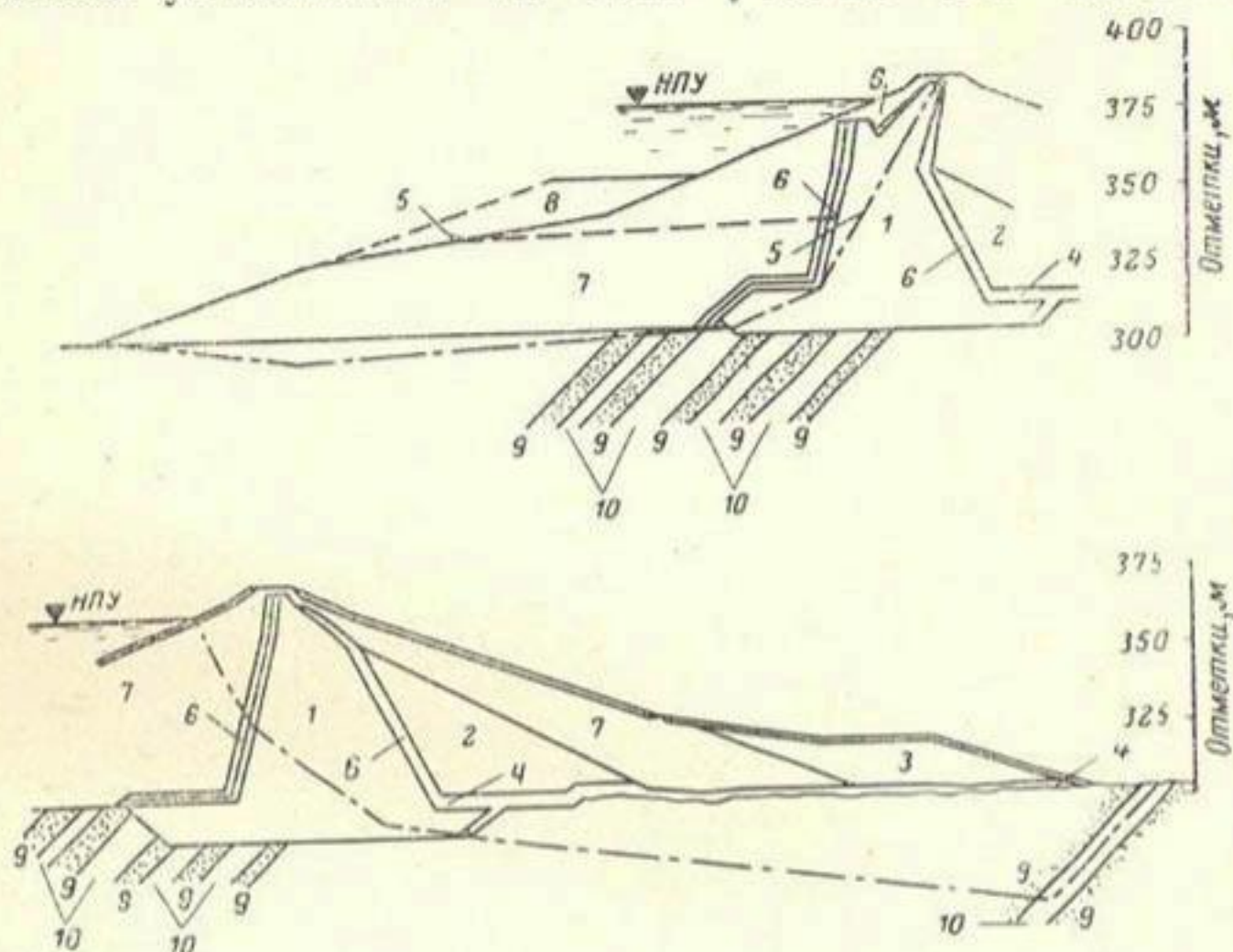


Рис. 38. Поперечный разрез плотины Яри с указанием геологической структуры и типичных поверхностей обрушения.

1 — укатанный ил, тип А; 2 — укатанный ил, тип В; 3 — наброска из местного материала; 4 — дренарующий слой; 5 — предполагаемая линия насыщения при понижении уровня воды в водохранилище; 6 — фильтры; 7 — гравийная наброска; 8 — дополнительная наброска камня; 9 — скальное основание; 10 — глинистое основание; — — — — типичные поверхности обрушения.

(равным 1,8). Как и для плотины Мангла, наименьшее значение коэффициента запаса устойчивости верхового откоса было получено при отметке гребня 388 м, а низового откоса — при отметке гребня 376 м.

Участок расположения плотины Сукиан, образующий южную часть водохранилища, имеет на большой длине отметку поверхности 363 м. В процессе строительства на этом участке были обнаружены сдвиги глинистых пластов в основании плотины, что привело к необходимости его исследования на более значительную глубину по сравнению с ранее намечавшейся. Хотя допу-

скаемый коэффициент запаса устойчивости верхового откоса на этом участке при статических нагрузках был увеличен в 1,4 раза по сравнению с его обычным значением, при учете воздействия землетрясения и быстрого понижения уровня воды в водохранилище его величина была меньше единицы. При этом смещение откоса, найденное по методу Ньюмарка, было меньше 30 см. Учитывая, что превышение гребня плотины над уровнем воды в верхнем бьефе было достаточно большим (9,7 м), такие смещения были признаны неопасными для сооружения, тем более что в зимний период (с октября по апрель) уровень воды в водохранилище падает ниже отметки 363 м, благодаря чему создается возможность легкого и безопасного проведения ремонтных работ. По условиям местности плотина на двух участках делает резкие изгибы в сторону, противоположную водохранилищу. По длине этих изгибов толщина ядра с целью уменьшения опасности его разрыва при землетрясениях была принята на 3 м больше обычной.

Плотина Тарбела (Д-31). В Пакистане в ближайшее время предполагается начать строительство на р. Инд большой каменно-земляной плотины Тарбела, которая будет расположена в 59 км от г. Равалпинди. Участок строительства находится в сейсмически активной зоне западного горного хребта Гималаев. Эта массивная складчатая цепь, образовавшаяся в сравнительно недавнюю (третичную) геологическую эпоху, формирует северную границу аллювиальных долин трех больших рек — Инда, Ганга и Брахмапутры.

За последние 300 лет на участке плотины не отмечалось случаев активного сброса или эпицентров землетрясений.

Районы высокой сейсмической активности находятся в Гиндукуше в 320 км к северо-западу от участка строительства и около Куэтты в 800 км к юго-западу от створа плотины. Вблизи участка строительства наблюдались землетрясения интенсивностью 5,8 баллов по шкале Рихтера с энергией 10^{20} эрг и ускорениями $0,1g$. Кроме того, зарегистрировано много землетрясений средней интенсивности. На соседних участках отмечались толчки с ускорениями до $0,15g$, эпицентры которых находились в других районах, очевидно в Гиндукуше. Поэтому был принят коэффициент сейсмичности, равный для земляных сооружений $0,1g$.

На участке строительства для уточнения магнитуды землетрясений устанавливаются акселерографы как в водонасыщенном аллювиальном грунте, так и в скальном основании. Долина р. Инд в этом месте состоит из водонасыщенных аллювиальных отложений, мощность которых колеблется от 60 до 120 м, а максимальная отмеченная глубина в одном месте достигает 180 м. Находящееся под этими отложениями скальное основание имеет неровную поверхность; на отдельных участках (у края и посередине долины) скальная порода имеет обнажения.

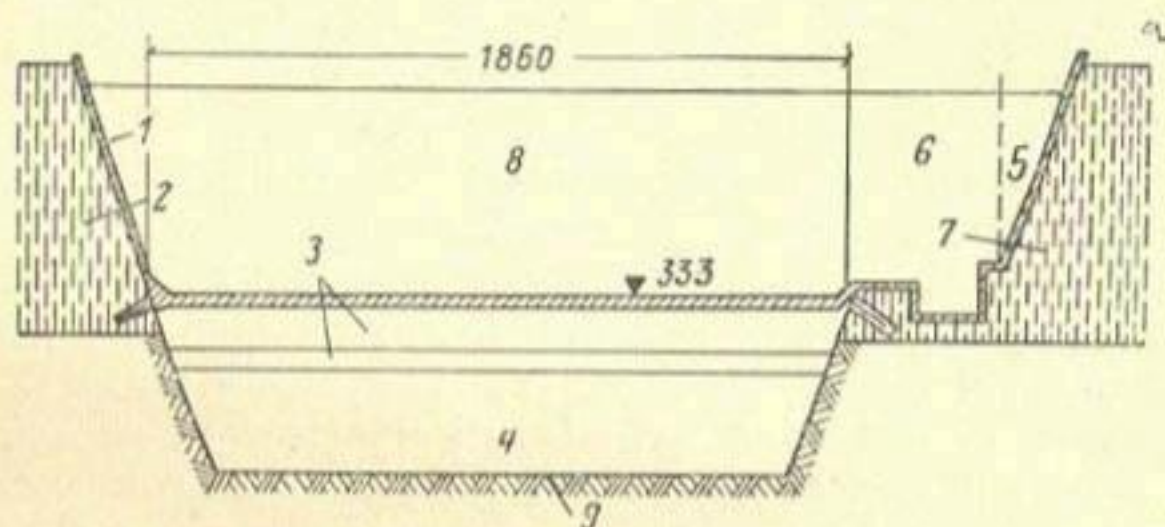


Рис. 39. Схема разреза долины Инда в районе расположения основной плотины.

1 — левая часть упорной призмы; 2 — левобережный устой из скалы; 3 — зоны основания; 4 — аллювиальное основание участка реки; 5 — правая часть упорной призмы; 6 — наброска береговой части; 7 — правобережный устой; 8 — наброска речного участка; 9 — скальное основание.

Аллювиальный слой состоит из галечника с частицами эллипсоидальной формы, обычно смешанного с мелким и среднезернистым песком. Частицы отложений образованы из гнейсов и гранита. Поверхность аллювиальных отложений покрыта тонким слоем песка и ила, а также отработанным галечником и гравием. Слои имеют прерывистый характер, что объясняется условиями их образования.

В качестве примера на рис. 39 представлен в упрощенном виде разрез основания одного из участков реки, а в табл. 11 приведены свойства материалов различных зон аллювиального основания.

Высота плотины над руслом реки составляет 145 м, а длина 2700 м. Основной участок включает наклонное водонепроницаемое ядро и призмы из гранулированного материала. Верховая упорная призма образуется из

Характеристика аллювиального основания

Зона	Глубина, м	Коэффициент фильтрации, см/сек	Описание свойств основания
F_1	0,0—4,5	0,02	Неплотный илистый песок; неплотный мелкозернистый песок; гравий с песком
F_2	4,5—20,0	0,02	Гравий мелкий и средней плотности, смешанный с песком и содержащий отдельные участки отработанного каменистого гравия
F_3	24—33	0,04	То же, что в зоне F_2 , с большим количеством участков отработанного каменистого гравия
F_4	33—90		Каменистый гравий средней и большой плотности, смешанный с песком и содержащий отдельные прерывистые участки гравия

прочного водонепроницаемого материала; для низовой призмы используются хуже отсортированные и менее водопроницаемые грунты (рис. 40). Основной участок плотины расположен на мощных отложениях аллювиальных грунтов, перекрываемых водонепроницаемым ядром.

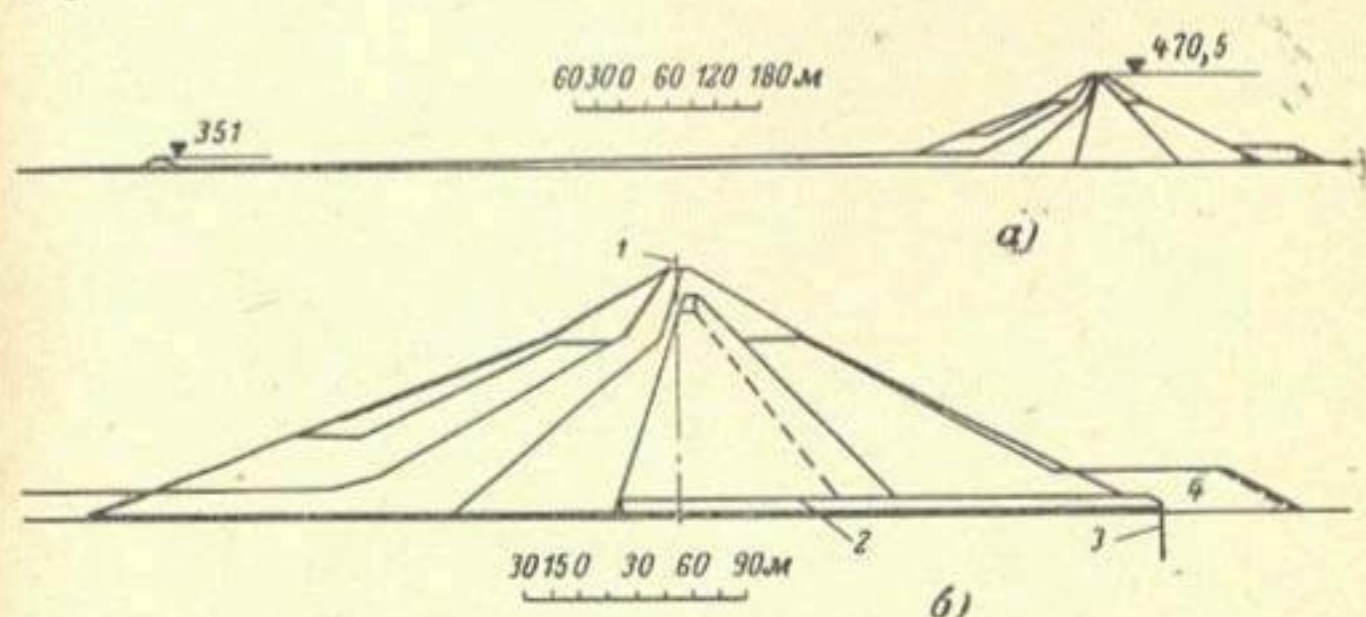


Рис. 40. Типовой разрез плотины.

a — в районе участка реки; b — по водонепроницаемому флютбету: 1 — осевая линия набросной плотины; 2 — дренажная галерея; 3 — дренажный колодец; 4 — русловая перемычка.

К используемым для возведения плотины материалам предъявлялись следующие требования в отношении их физико-механических свойств (табл. 12).

Таблица 12

Используемые материалы	Объемный вес, t/m^3	Модуль сжатия, $кгс/см^2$	Коэффициент фильтрации, $см/сек$
Каменный материал скальной породы . . .	1,90—2,20	$3 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^{-5}—5 \cdot 10^{-1}$
Угловатый и круглый каменистый гравий . . .	2,20—2,40	$(1,5—3,0) \cdot 10^2$	10^{-3}
Угловатый и неугловатый каменистый гравий с илом	2,20—2,40	$2,6 \cdot 10^2$	$10^{-5}—10^{-6}$
Угловатый каменистый гравий, дробленный и просеянный	2,10—2,30	$3 \cdot 10^3$	10^{-1}
Естественный круглый каменистый гравий с песком	2,25—2,40	$2 \cdot 10^3$	$5 \cdot 10^{-2}$
Любой возможный материал	1,90—2,10	$5 \cdot 10^2$	$10^{-2}—10^{-6}$

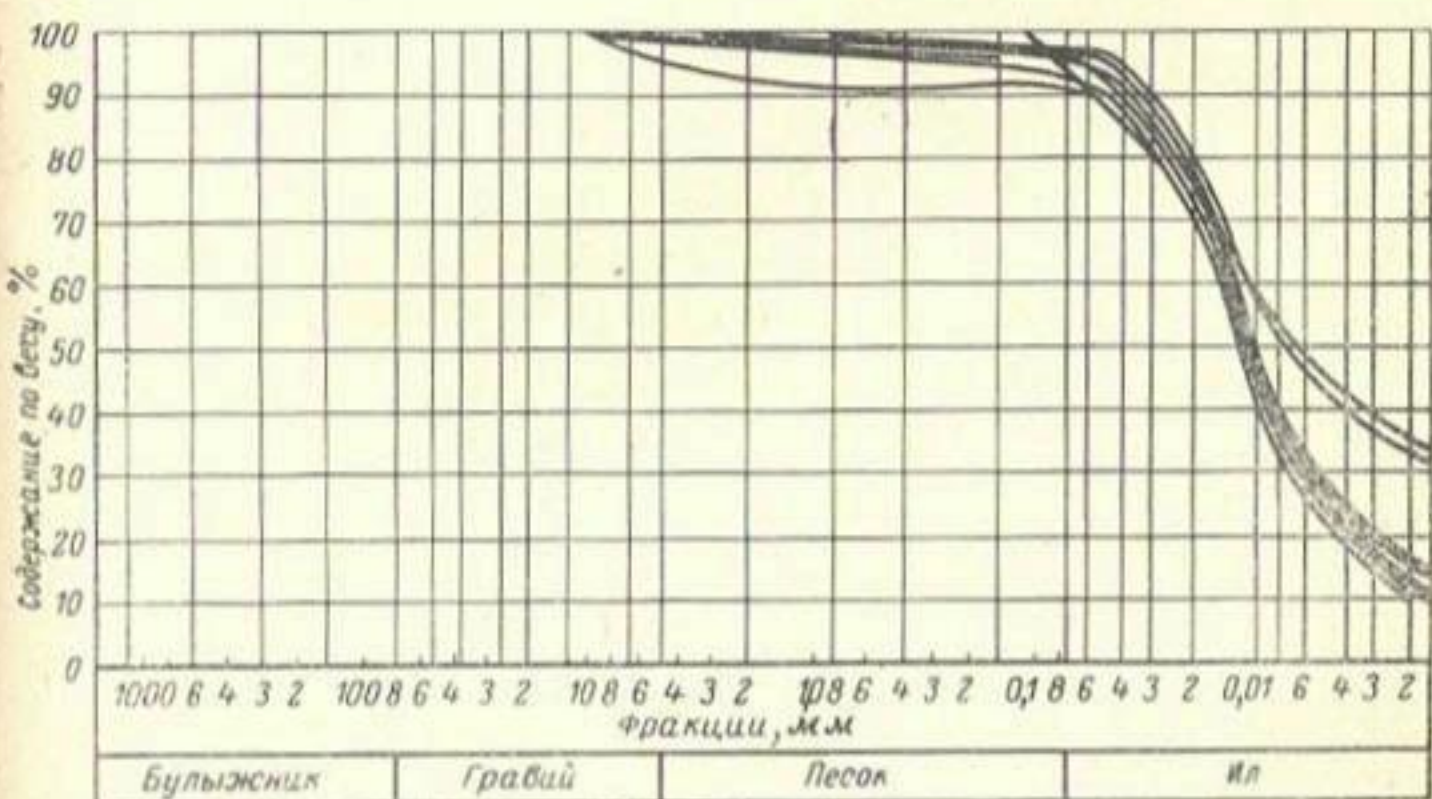
Разбивка плотины на зоны должна производиться в соответствии с характеристиками свойств материалов, полученными с помощью полевых и лабораторных исследований, при обеспечении их плотности до 95% максимальной.

Расчет устойчивости откосов плотины производился на воздействие нагрузок от собственного веса грунта, фильтрационных и сейсмических сил для следующих условий: для верхового откоса—непосредственно после завершения строительства; после понижения уровня воды в водохранилище; при критическом наполнении водохранилища и постоянной фильтрации; для низового откоса—при заполненном водохранилище; для плотины в целом для случая разрушения основания вследствие уменьшения прочности песка при землетрясениях.

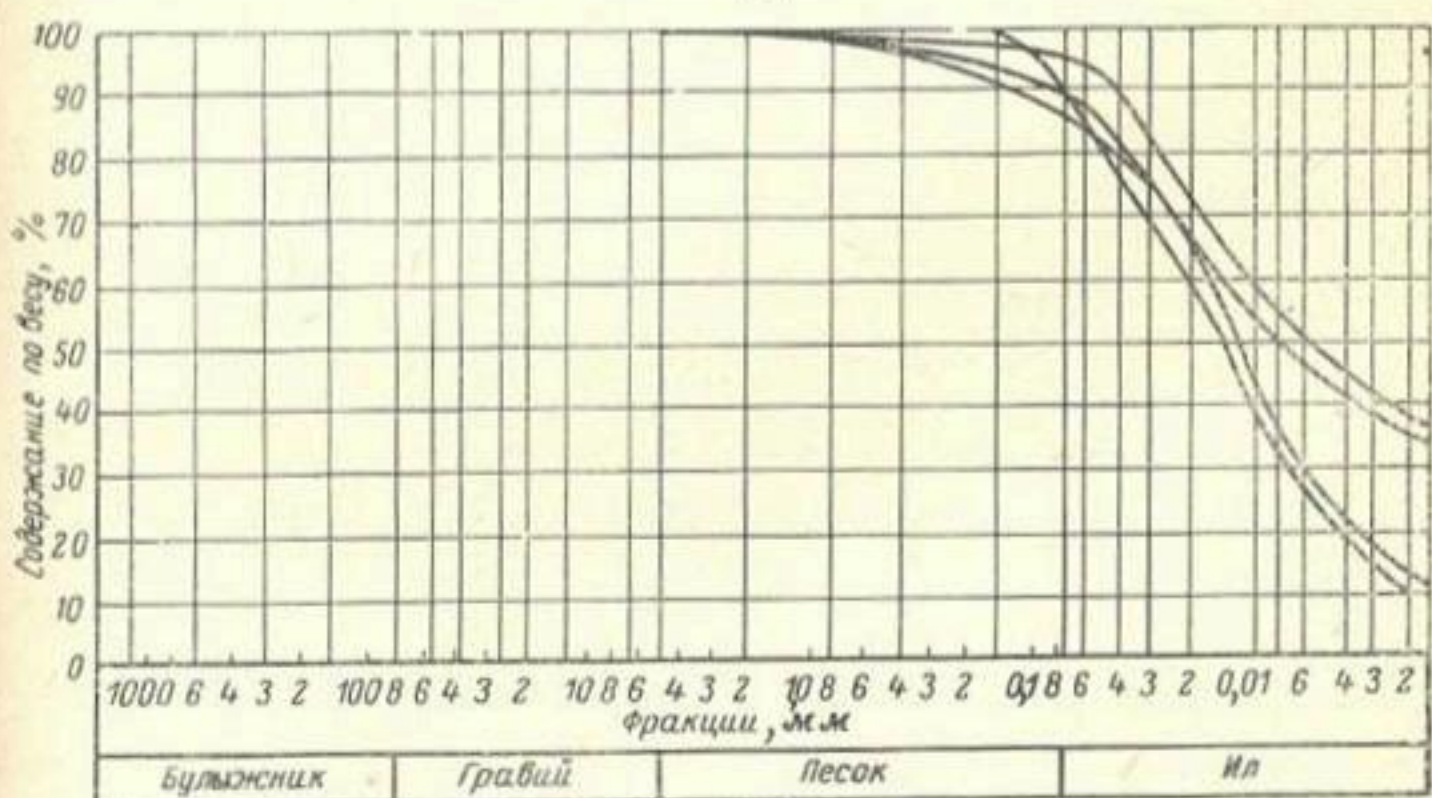
Величина расчетного ускорения принималась равной $0,15g$; инерционные силы считались направленными горизонтально и приложенными ко всей массе, т. е. к грунту и воде, заполняющей поры грунта. Дренажное водонасыщенное грунта не учитывалось. Расчет устойчивости откосов производился по плоским и круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

Рассматривались также другие расчетные случаи, отличающиеся предположениями о комбинации действующих сил и дренирующих свойствах материала отсека обрушения.

Вначале водонепроницаемое ядро плотины предполагалось полностью (на 100%) возводить из илистого грунта, гранулометрический состав которого показан на рис. 41. Для определения прочности этого грунта производилось его испытание на трехосное сжатие. Однако ил



а)



б)

Рис. 41. Типичные кривые гранулометрического состава материала.
а — участка плотины Кота Майки; б — участка плотины Тарбела.

после уплотнения проявлял хрупкость. Не исключена также возможность его усадки после землетрясения. Поэтому для устройства ядра применялась смесь материалов, состоящая из 20—40% ила и 60—80% хорошо отсортированного угловатого каменистого гравия (гранулометрическая кривая смеси приведена на рис. 42). Сдвиговая прочность составного материала в уплотненном дренированном состоянии и неуплотненном недренированном состоянии при сопоставимых условиях (на-

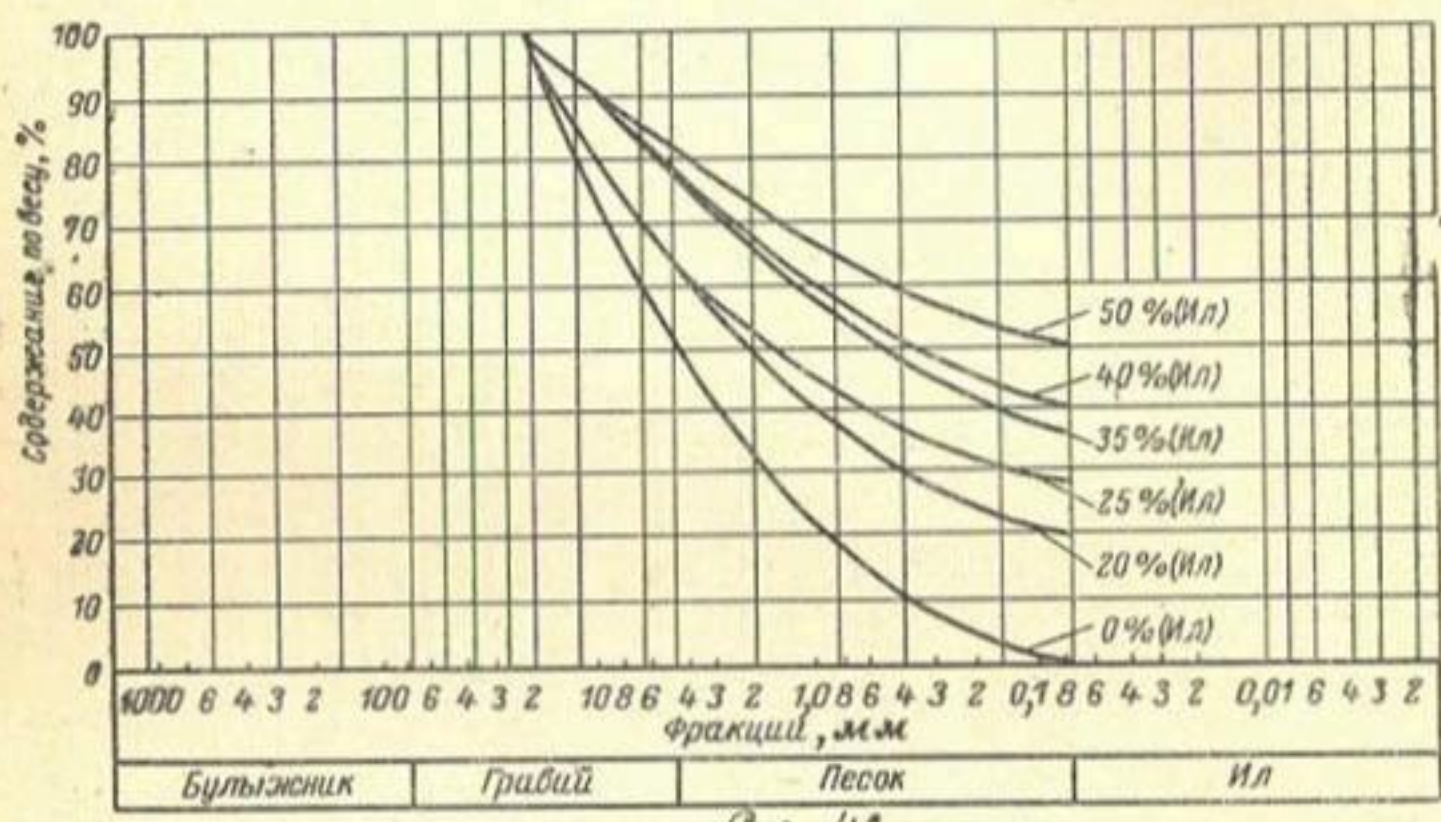


Рис. 42. Кривые гранулометрического состава смешанного материала ядра.

чалом состоянии уплотнения и содержании воды, а также методах испытаний) была выше прочности ила. Кроме того, при образовании трещин ядро, составленное из такого материала, обладает свойством самозалечивания.

Основание плотины состоит из смеси круглой гальки, гравия и песка, а также участков песка и ила.

Испытания образцов речного гравия и песка на трехосное сжатие производились в уплотненном дренированном и уплотненном недренированном состояниях.

При расчетах устойчивости плотины предполагалось, что горизонтальные участки поверхности обрушения проходят через основание именно в этих зонах.

Для обоснования сейсмостойкости плотины Тарбела под руководством проф. Сида проводились исследования на трехосное сжатие недренированных образцов грун-

тов, подвергнутых воздействию различных сочетаний статических и кратковременных динамических нагрузок (в виде 10—100 импульсов напряжений).

Результаты исследований представлялись в виде кругов Мора, т. е. графиков зависимости между максимальным напряжением сдвига $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ и соответствующим нормальным напряжением $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, по которым определялись характеристики прочности недренированного грунта при совместном воздействии статической и пульсирующей сейсмической нагрузок. Строились также графики зависимости прочности от нормального напряжения, которые использовались для оценки прочностных характеристик грунтов основания и материалов сооружения при сейсмических воздействиях.

Результаты этих исследований показали, что при воздействии статической и пульсирующей динамической нагрузок не происходило заметного уменьшения прочности достаточно хорошо уплотненных илов и песков по сравнению с полученной при статических испытаниях.

Оценка устойчивости различных участков плотины производилась, исходя из требования, чтобы коэффициент запаса был равен 1,0 при расчете по методу общего напряжения и 1,1 при расчете по методу эффективного напряжения. При этом были получены коэффициенты запаса устойчивости, изменявшиеся для верхового откоса плотины в пределах от 1,0 до 1,1 и для низового откоса в пределах от 1,1 до 1,3.

На основании полученных результатов расчета было сделано заключение, что устойчивость плотины Тарбела при сейсмических воздействиях является обеспеченной.

* *

*

Из материалов, приведенных в гл. 4 книги, видно, что при проектировании таких крупных гидротехнических сооружений из местных материалов, как плотины Оровилл, Мангла, Тарбела и др., в сейсмических районах серьезное внимание уделяется определению необходимых исходных данных о сейсмичности района, параметрах расчетного землетрясения и характеристиках движений грунта основания плотины. Соответствующие исследования районов строительства проводились для

каждой из трех рассматриваемых плотин, хотя полученные при этом результаты характеризуются различными полнотой и достоверностью (что определяется степенью изученности инженерно-сейсмологических и сейсмо-тектонических условий района).

Для обоснования сейсмостойкости проектируемых гидросооружений наряду с их расчетами на сейсмические воздействия, включающими определение сейсмических инерционных нагрузок по линейно-спектральному методу и проверку сейсмической устойчивости откосов по плоским и круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, довольно широко применяются методы исследования динамических деформационных и прочностных свойств материалов в приборах трехосного сжатия и модельные исследования сейсмостойкости плотин на сейсмоплатформах жесткого типа, движение которых возбуждалось с помощью ударов маятника. В этом отношении заслуживает внимания вывод доклада (Д-16) о необходимости исследования прочностных свойств крупнообломочных материалов упорных призм плотин при динамических нагрузках сейсмического характера. Однако разработка методики таких исследований представляет собой весьма сложную задачу ввиду необходимости создания для этих целей специальных приборов и установок, обеспечивающих необходимые условия для испытаний крупномасштабных образцов из этих материалов.

Следует также отметить, что при проектировании плотин из местных материалов в сейсмических районах обычно предусматриваются конструктивные и другие мероприятия с целью повышения сейсмостойкости этих гидротехнических сооружений. Например, схема разбивки плотины Оровилл на зоны производилась с таким расчетом, чтобы обеспечивалось наличие широких переходных участков из хорошо отсортированного песка и гравия между ядром и упорными призмами.

Превышение гребня плотины над максимальным уровнем воды в водохранилище во избежание перелива волн принято равным 5 м, что превосходит осадку гребня в любом случае. Ядро образуется из плотного, упругого, водонепроницаемого материала с широким диапазоном крупности частиц. Материал, соприкасающийся со скальным основанием или бетоном, должен иметь начальную влажность на 1—3% выше оптимальной для

образования пластической зоны в местах его сопряжения с этими жесткими элементами. Влажность материала ядра принималась равной или несколько большей оптимальной для предупреждения образования в нем трещин.

При проектировании плотины Мангла было признано целесообразным осуществить изгиб ее верховой грани в плане, способствующий закрытию трещин, которые могут возникнуть при землетрясениях, а также увеличение толщины ядра, предохраняемого прочными фильтрами со стороны низовой грани и переходной зоной со стороны верховой грани. При проектировании плотины Тарбела ее разбивка на зоны производилась в соответствии с характеристиками свойств материалов, полученными с помощью лабораторных и полевых исследований, при обеспечении их плотности до 95% максимальной. Для возведения ядра плотины применялась смесь материалов, состоявшая из 20—40% ила и 60—80% хорошо отсортированного угловатого каменистого гравия, прочность которого была значительно выше прочности илистого грунта, из которого первоначально намечалось полностью возводить ядро. Очевидно, применение такого рода мероприятий может оказаться весьма полезным для повышения сейсмостойкости плотин из местных материалов в аналогичных условиях. Большой интерес представляют приводимые в докладе (Д-16) данные о размещении на плотине Оровилл, кроме сейсмометрической аппаратуры, также измерительной аппаратуры для регистрации порового давления и динамических напряжений в материале упорной призмы при землетрясениях. Подобной аппаратуры в Советском Союзе пока не существует, хотя она имеет очень важное значение для изучения поведения и сейсмостойкости плотин из местных материалов при землетрясениях.

Глава пятая

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОЛЕБАНИЙ ПЛОТИН ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

В докладах Ф. Каваками, А. Асада и Е. Янагисава (Д-2), а также С. Окамото, Ц. Тамура, К. Като и М. Отава (Д-6) приводятся результаты натуральных исследований при землетрясениях колебаний двух земляных

плотин — Айноно и Саннокаи, расположенных в северо-восточном районе Японии. Обе плотины используются для ирригационных целей.

Плотина Айноно, построенная в 1961 г., образует водохранилище емкостью 3,55 млн. м³ и представляет собой насыпь из однородного глинистого материала объемом 271 540 м³ (рис. 43).

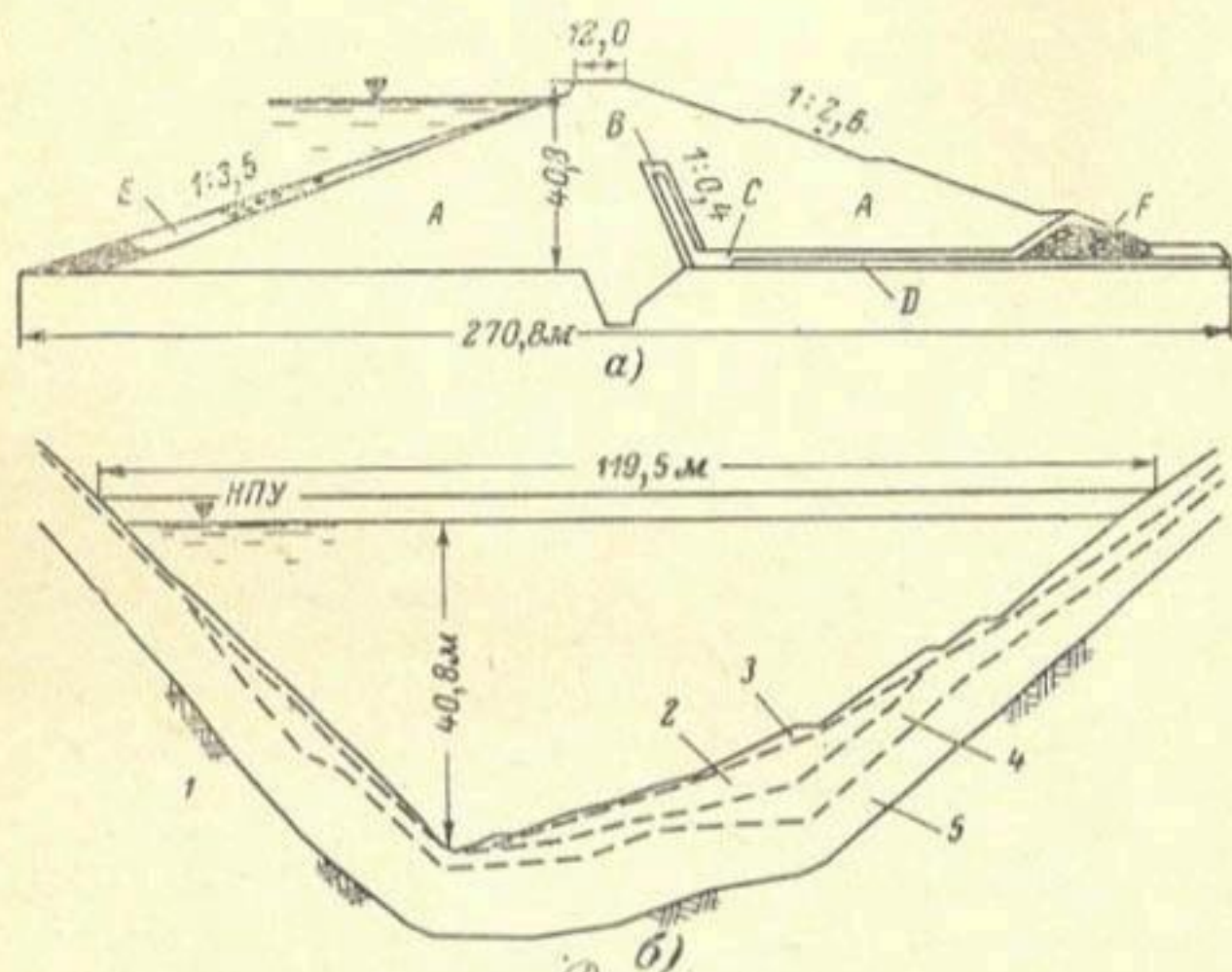


Рис. 43. Плотина Айноно.

а — поперечный разрез; б — продольный разрез: 1 — твердая сланцевая глина; 2 — глина; 3 — естественный песчано-глинистый грунт; 4 — напластование глины и сланцевой глины; 5 — несвязная глина.

Строительство плотины Саннокаи было закончено в 1952 г. Высота плотины 37,0 м, длина по гребню 145 м. Разрез сооружения показан на рис. 44. Плотина состоит из верховой и низовой упорных призм, центрального ядра и переходных зон. Ее основание сложено зеленым туфом, выходящим на поверхность в русле реки и на склоне горы. Скальная порода неоднородная, но преимущественно твердая, за исключением выветрелого слоя на поверхности. Было произведено закрепление скалы на глубину 15,0 м.

Характеристики основных свойств материалов, применявшихся для возведения плотин Айноно и Саннокаи, приведены в табл. 13.

В рассматриваемых работах производились измерения колебаний каждой из плотин с помощью датчиков ускорения. С этой целью на плотине Айноно было установлено шесть таких датчиков: три на гребне — для измерения одной вертикальной и двух горизонтальных составляющих ускорения по направлениям, перпендикулярному и параллельному оси сооружения; один на поверхности низового откоса — для записи горизонталь-

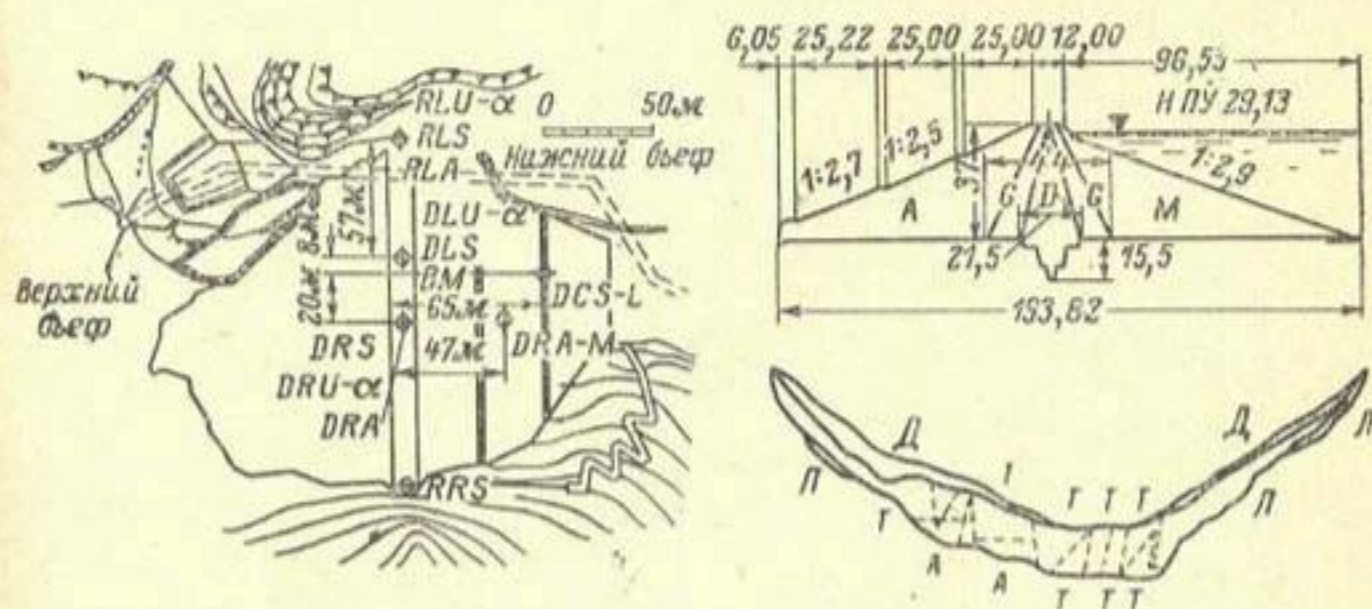


Рис. 44. Поперечный разрез плотины Саннокай.

А — верховая призма; М — низовая упорная призма; Д — центральное ядро; С — переходные зоны; Л — скопление лавы; Т — туф; А — андезит; Д — делювиальные отложения.

ной составляющей, перпендикулярной оси сооружения, и два на скальном основании — для записи вертикальной и горизонтальной, перпендикулярной оси сооружения, составляющих ускорения. Записывающее устройство приводится в действие с помощью автоматического пускателя, срабатывающего при определенной интенсивности колебаний.

На плотине Саннокай и ее основании было установлено 11 акселерометров, схема размещения которых показана на рис. 44. Места установки приборов и их ориентировка обозначены сочетанием букв, из которых первая указывает, что прибор установлен на плотине (D) или скальном основании (R), вторая, что он установлен на русловой части плотины (C) со стороны правого (R) или левого (L) склона, а третья, что прибор предназначен для записи вертикальной (U) или горизонтальной составляющей колебаний, направленных перпендикулярно (S) или параллельно (A) оси плотины.

Характеристики основных свойств материалов, составляющих тело плотин Айноно и Саннокаи

Наименование	Плотина Айноно	Плотина Саннокаи, зоны			
		D	C	M	A _н
Удельный вес, t/m^3	2,68	2,65	2,71	2,69	2,57
Содержание, %:					
глины	32				
ила	40				
песка	28				
Влажность в полевых условиях, %	45,0	44,0	44,0	38,3	40,0
Оптимальная влажность, %	37,0	20,0	35,0	25,0	15,0
Действительная влажность при укладке, %	—	20—30	25—35	25—35	15—25
Предел текучести, %	—	50,5	50,0	41,0	41,0
Показатель пластичности, %	—	29,1	30,7	7,5	3,5
Коэффициент фильтрации k , $см/сек$	$2,4 \cdot 10^{-7}$ — $3,3 \cdot 10^{-8}$	$2,91 \cdot 10^{-7}$	$4,15 \cdot 10^{-6}$	$9,24 \cdot 10^{-6}$	$1,24 \cdot 10^{-5}$
Угол внутреннего трения	13—20°	7° 50'	9° 00'	21° 00'	33° 07'
Сцепление c , $тс/м^2$	1,28	1,20	1,20	0,80	0,30

Наблюдения за плотинной Айноно проводились в течение 3 лет, начиная с 1964 г. За этот период были получены записи 10 землетрясений, эпицентры которых находились в различных местах на расстоянии $L=80 \div 640$ км от участка плотины, а глубина очага $h=20 \div 160$ км.

На рис. 45 показаны записи горизонтальной составляющей ускорения, перпендикулярной оси плотины, полученные на гребне, в средней точке низового откоса и на скальном основании при шести различных землетрясениях.

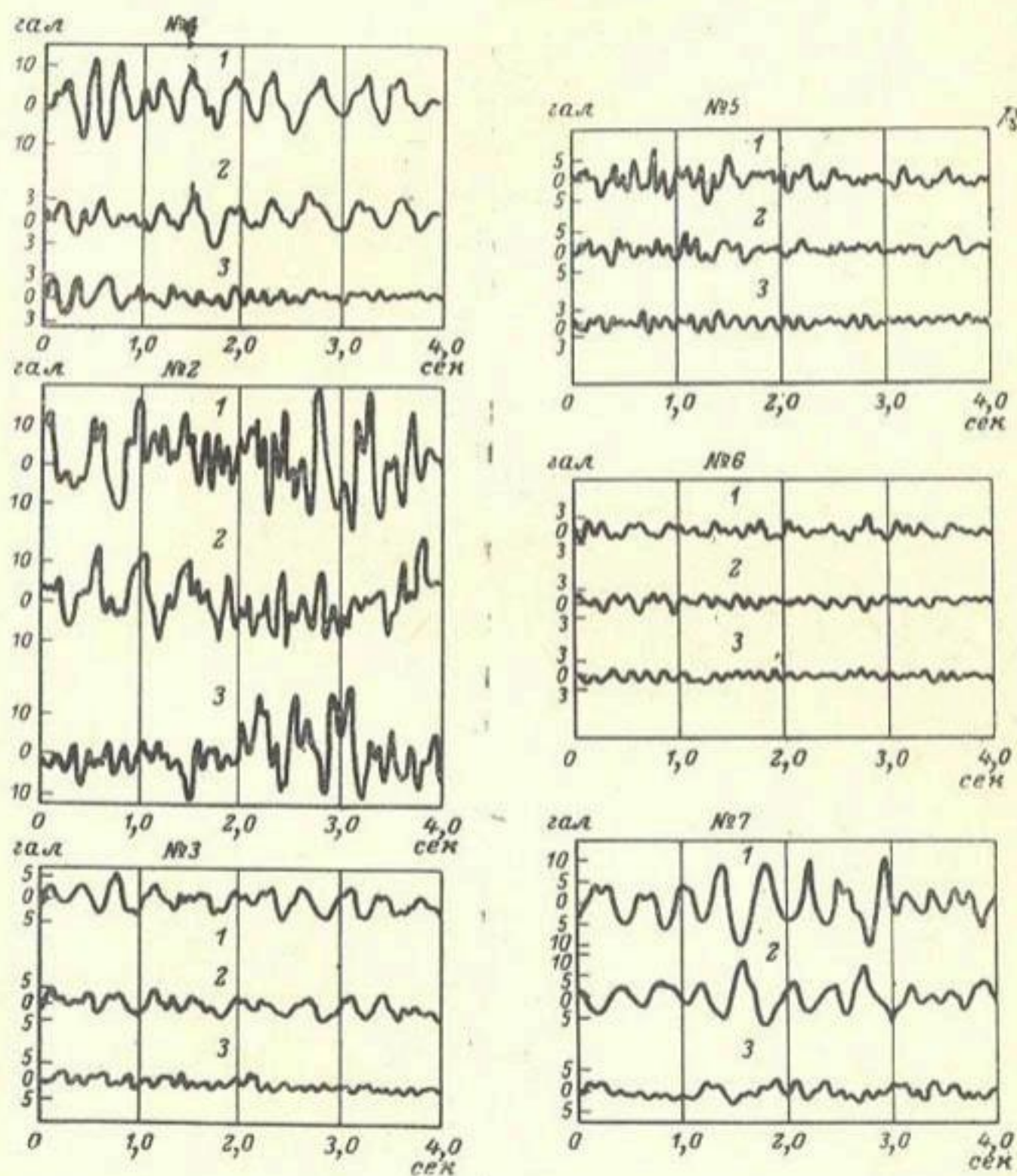


Рис. 45. Записи колебаний плотины при землетрясениях № 1—3 и 5—7.

1 — на гребне; 2 — на середине откоса; 3 — в основании; № 1, 2, 3, 5, 6, 7 — номера землетрясений.

Из приведенного рисунка видно, что имеются случаи, когда характер колебаний при двух землетрясениях с близко расположенными очагами (например, при землетрясениях № 2 и 3) совершенно различен, и противоположные случаи, когда характер колебаний при двух других землетрясениях с весьма удаленными друг от друга очагами (например, при землетрясениях № 1 и 7) почти совершенно одинаков.

Для основных участков записей колебаний длительностью 4 сек производилось построение спектров Фурье.

Если выразить запись сейсмических колебаний в виде непрерывной функции времени $f(t)$, удовлетворяющей условию Дирихле, то эта функция может быть разложена в ряд Фурье:

$$f(t) = a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} a_m \cos \frac{\pi m t}{T} + b_m \sin \frac{\pi m t}{T}, \quad (39)$$

где a_0 , a_m и b_m — коэффициенты ряда Фурье при m — номере члена ряда.

Тогда спектр ряда Фурье будет определяться выражением

$$G\left(\frac{2n\pi}{T}\right) = \frac{2}{T_0} \sqrt{\left(\int_0^T f(t) \cos \frac{2\pi n t}{T_0} dt\right)^2 + \left(\int_0^T f(t) \sin \frac{2\pi n t}{T_0} dt\right)^2}, \quad (40)$$

где T_0 — исследуемый отрезок времени на записи колебаний;

$f(t)$ — ускорение сейсмических колебаний;

n — положительное число.

Для получения спектров Фурье производилось интегрирование выражения (40) при значениях ускорений, снимаемых с соответствующих записей землетрясений через промежутки времени, равные 0,02 сек. На рис. 46 представлены спектры сейсмических ускорений гребня, средней точки низового откоса и скального основания плотины Айноно, построенные указанным выше способом по записям шести землетрясений.

На рис. 47 для каждого землетрясения приведены преобладающие периоды ускорений горизонтальных колебаний скального основания и гребня плотины, перпен-

дикулярных оси сооружения. Из этого рисунка видно, что с увеличением эпицентрального расстояния значения основных периодов сейсмических колебаний скального основания возрастают, тогда как преобладающие перио-

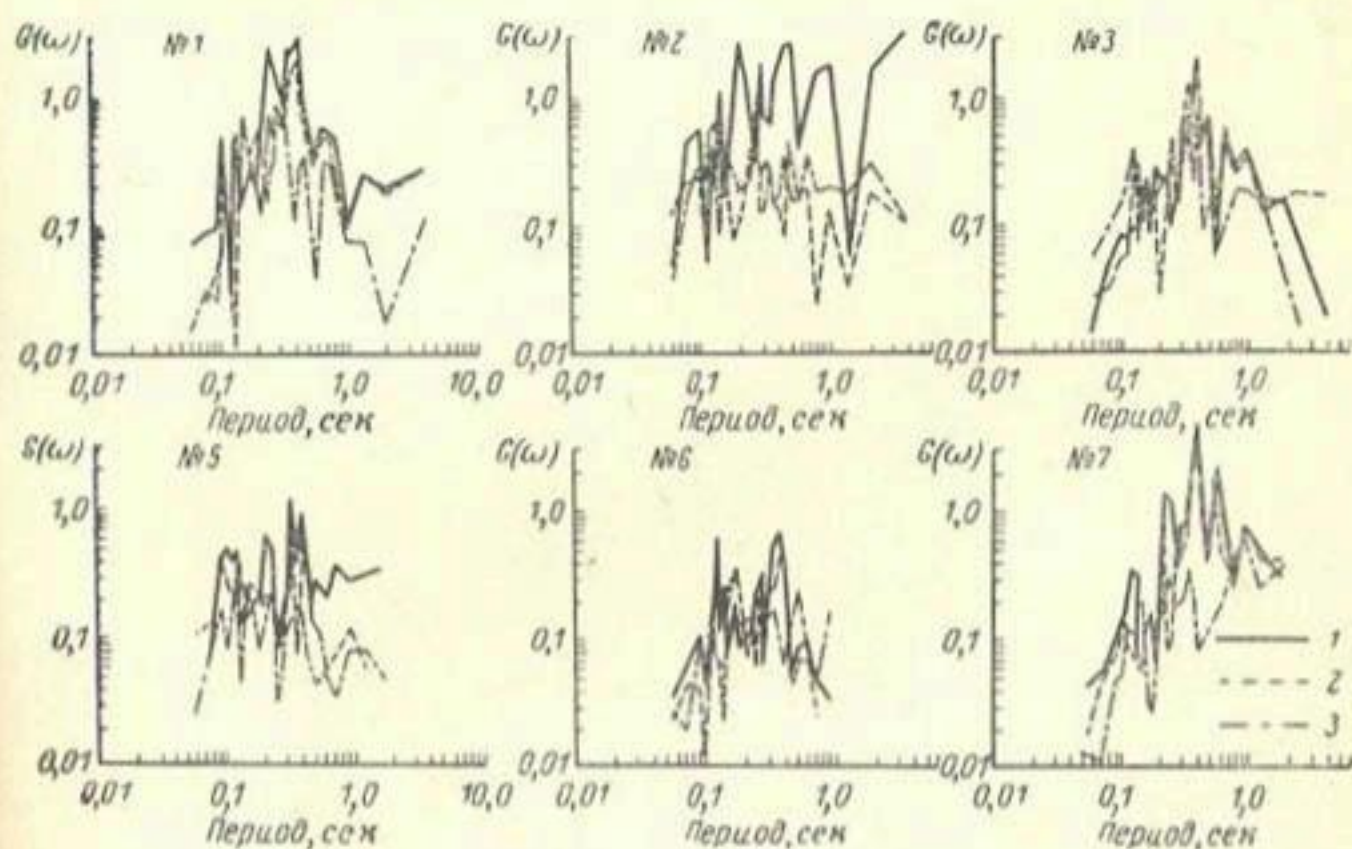


Рис. 46. Спектры ускорения при землетрясениях.
1 — гребень; 2 — середина; 3 — основание.



Рис. 47. Преобладающий период, измеренный на гребне и в основании плотины.
О — гребень; ● — основание.

ды колебаний гребня плотины и средней точки низового откоса практически не изменяются и находятся в пределах 0,36—0,44 сек. Это означает, что при распространении сейсмических волн на большое расстояние короткопериодные составляющие быстро затухают, а преобладающие периоды колебаний гребня плотины и средней точки низового откоса не зависят от преобладающих периодов сейсмических колебаний основания.

С помощью приведенных выше спектров были получены соотношения амплитуд колебаний на гребне и в основании плотины и построены графики их зависимости от периодов колебаний (рис. 48,а). Из приведенных графиков видно, что колебания плотины включают также составляющие высшего порядка. При этом период собственных колебаний плотины по горизонтальной составляющей ускорения, перпендикулярной оси соору-

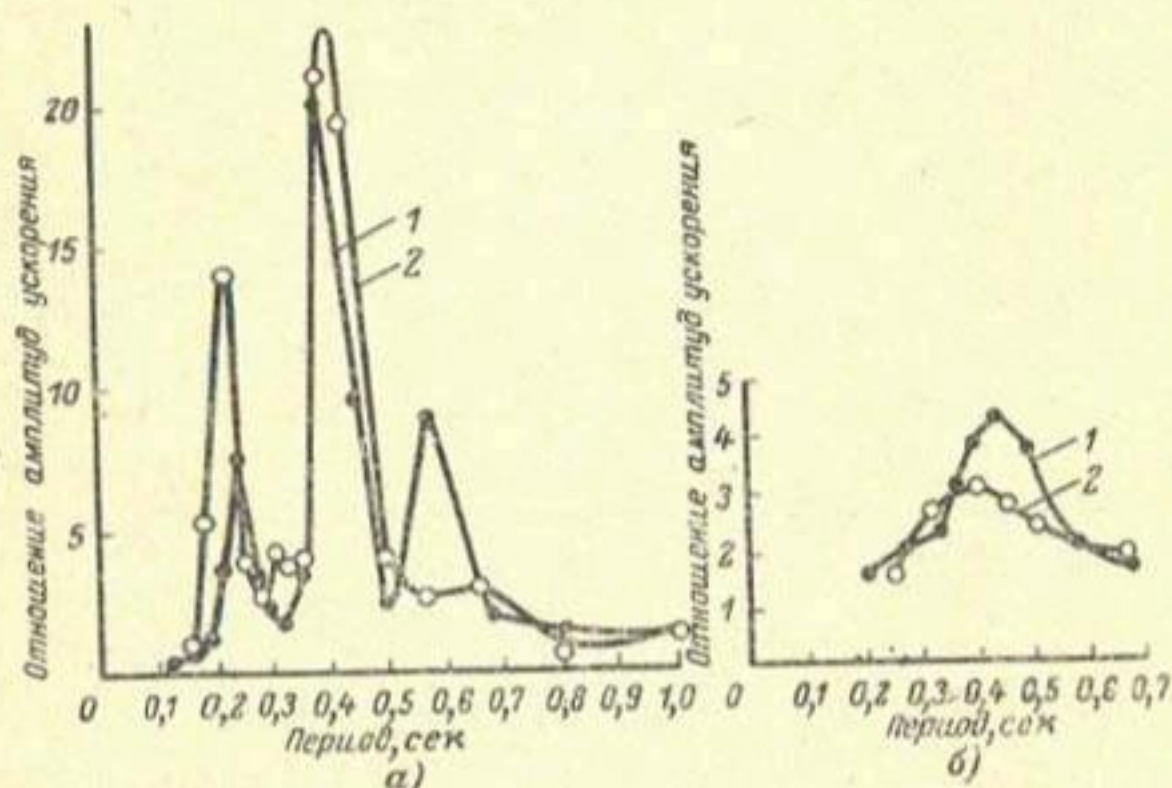


Рис. 48. Зависимость между периодами и отношениями ускорений на гребне и в основании плотины.

1 — землетрясение № 1; 2 — землетрясение № 7.

жения, равняется 0,40 сек, а по вертикальной составляющей 0,26 сек. Максимальное соотношение амплитуд ускорений на гребне и в основании плотины при возникновении резонанса достигало 23. Однако эта величина, найденная непосредственно из спектров ускорений, по мнению авторов доклада, является неточной. Для получения максимального значения этого коэффициента, равного 3—4, производили исправление графика (рис. 48,б), исходя из условия, что коэффициент затухания $\alpha \approx 0,13 \div 0,15$.

Анализ экспериментальных данных показал, что с увеличением максимальных ускорений основания ускорения на гребне и в средней части низового откоса плотины возрастают, хотя степень такого возрастания уменьшается.

На рис. 49 показано распределение амплитуд вертикальной составляющей ускорений по высоте плотины, полученное по записям землетрясений № 1 и 7. При землетрясении № 1 колебания гребня и средней части откоса на протяжении длительного времени имели одинаковые фазы, тогда как при землетрясении № 7 в пределах приведенных записей они имели противоположные

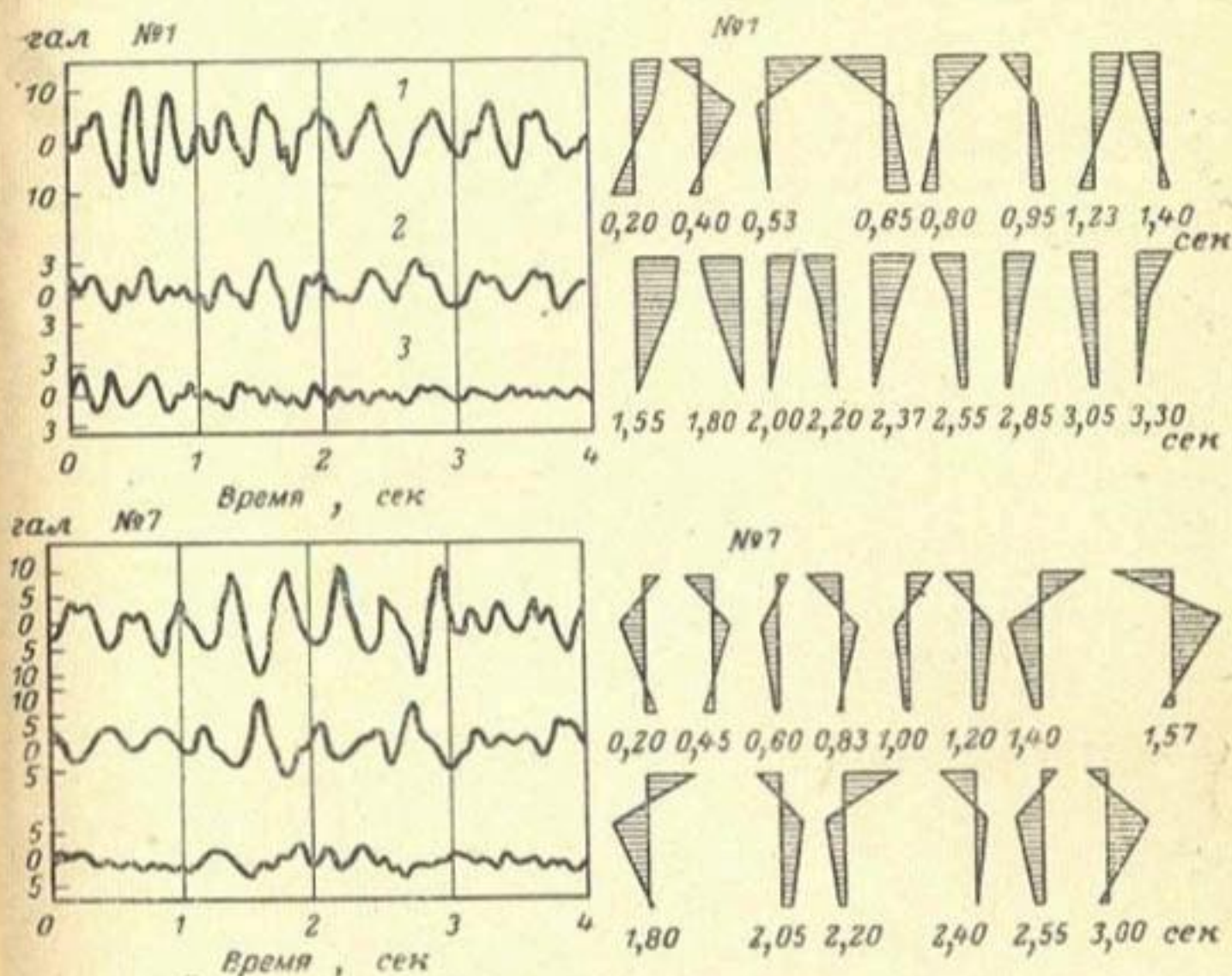


Рис. 49. Зарегистрированные сейсмические ускорения.
1 — гребень; 2 — середина; 3 — основание.

фазы. Таким образом, характер колебаний тела плотины в зависимости от направления на эпицентр и других факторов различен, даже если ускорения и частотные характеристики землетрясений почти подобны.

Для сопоставления с данными натурных наблюдений был произведен расчет плотины Айноно на воздействие землетрясений № 1 и 7 с помощью замены сооружения системой из пяти масс и использования аналоговой ЭВМ с низкой скоростью. Для расчета плотина была разбита по высоте на пять равных частей, причем масса каждой части m_i соответствовала ее весу. Посто-

янная упругости в каждой точке расположения массы определялась по результатам испытаний материала плотины на сдвиг и уточнялась по методу Стодола так, чтобы период основного тона собственных колебаний плотины составлял 0,40 сек. На основании обработки записей реальных землетрясений величина коэффициента затухания была принята равной 0,15.

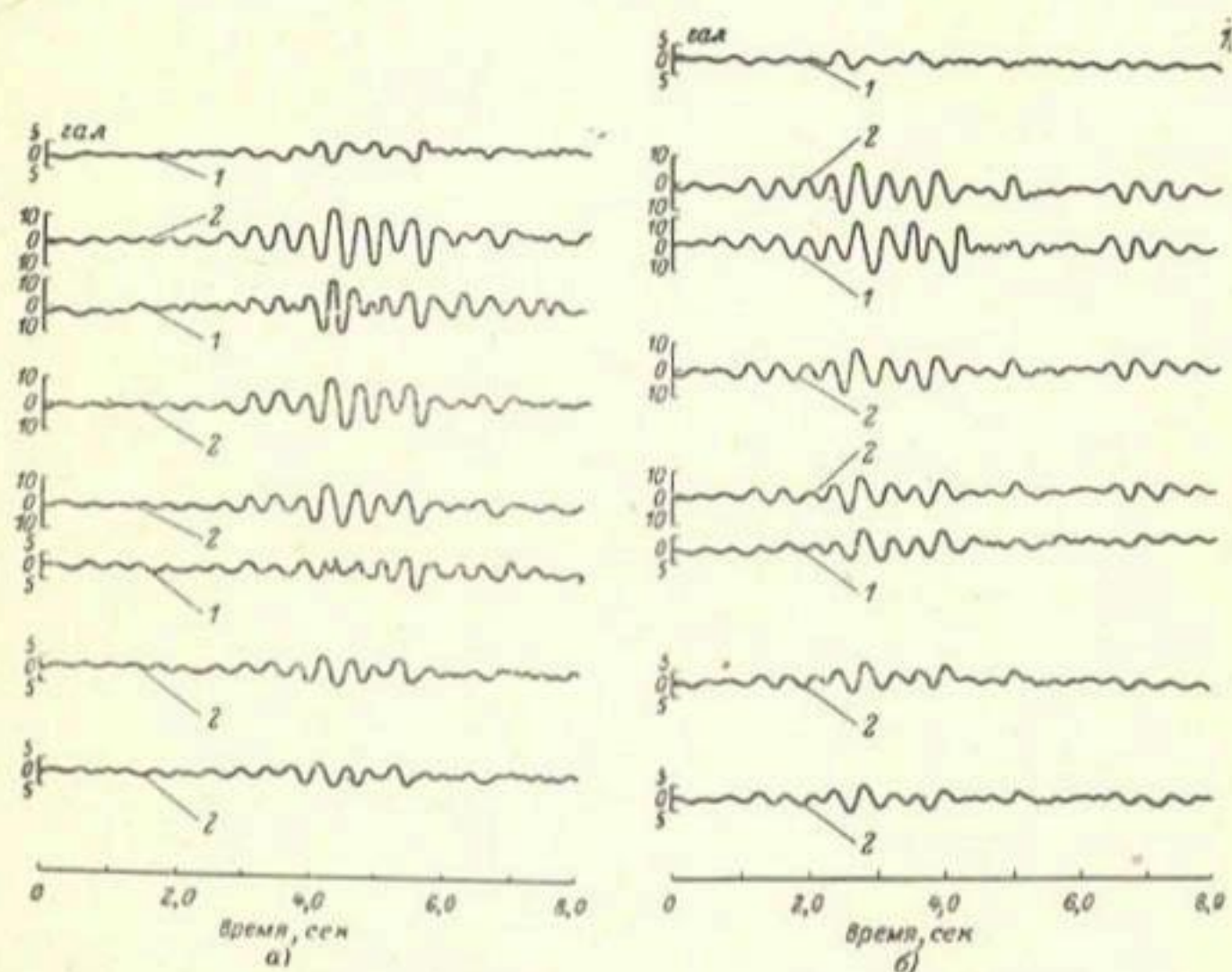


Рис. 50. Зарегистрированные и вычисленные, как для системы с пятью массами, сейсмические реакции плотины при землетрясениях № 1 и 7.

а — землетрясение № 1; б — землетрясение № 7; 1 — зарегистрированная; 2 — вычисленная.

На рис. 50 показаны вычисленные реакции в каждой точке системы с пятью массами при воздействии горизонтальной составляющей сейсмического ускорения основания, перпендикулярной оси плотины. Там же показаны измеренные на гребне и в средней точке низового откоса ускорения сооружения при землетрясениях № 1 и 7. Как видно, измеренные и вычисленные значения ускорения близки.

Наблюдения на плотине Саннокаи проводились, начиная с 1963 г., причем за весь период наблюдений было зарегистрировано 26 землетрясений.

В качестве примера на рис. 51 приведены записи: № 29 — сильного землетрясения 16 июня 1964 г. в Нингате, при котором были зарегистрированы самые большие ускорения на участке плотины (до 55 галов в основании и 107 галов на гребне плотины), и № 49 — одного из слабых землетрясений.

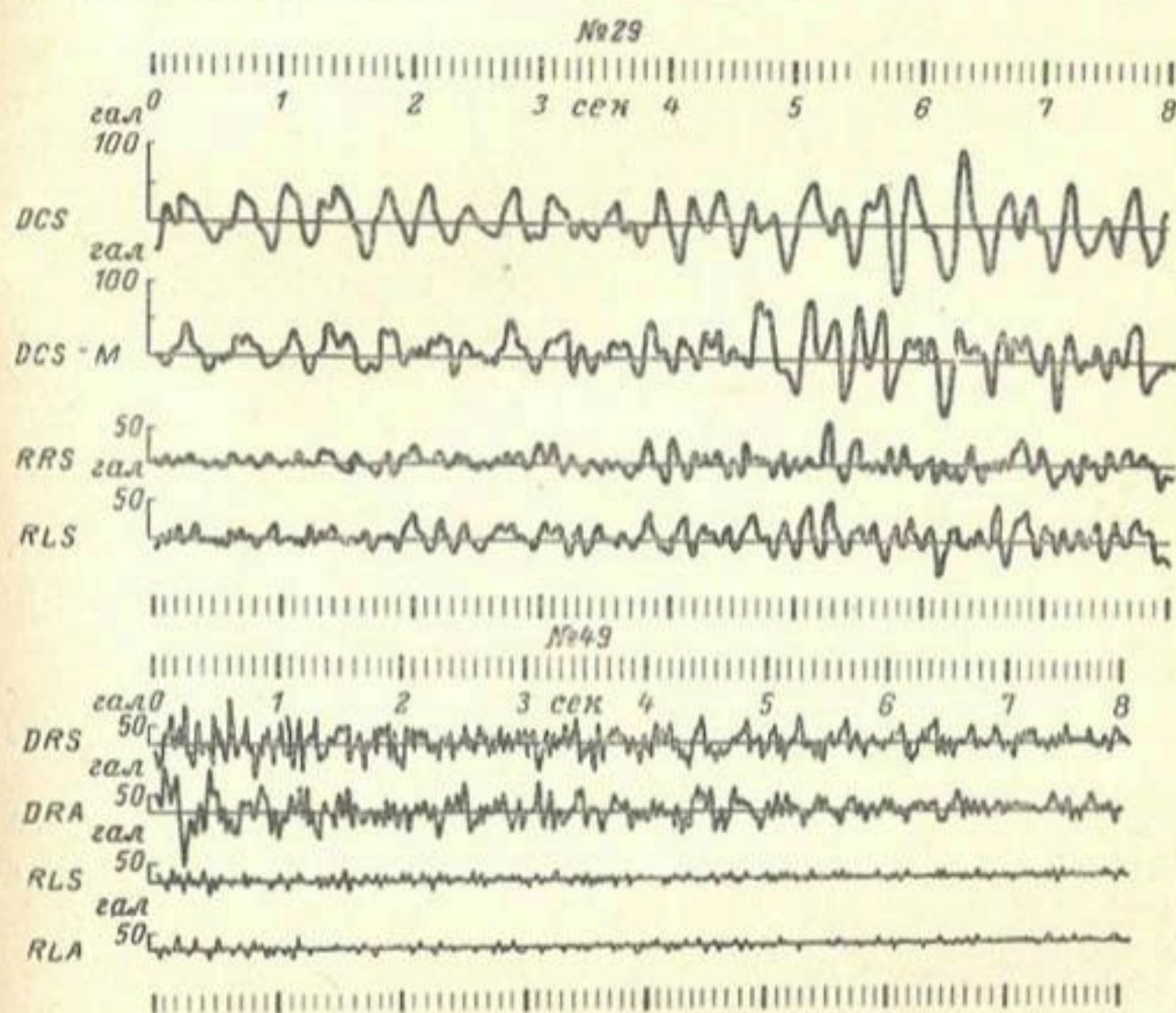


Рис. 51. Записи колебаний плотины при сильном землетрясении № 29 в Нингате и слабом землетрясении № 49.

По результатам исследований определялись частоты и формы собственных колебаний плотины, а также соотношения между ускорениями колебаний при землетрясениях на ее гребне и в основании. В дополнение к этому производились испытания плотины Саннокаи на модели в масштабе $1/330$ из агар-агара с помощью виброплатформы. Путем постепенного увеличения частоты колебаний виброплатформы возбуждались различные собственные формы колебаний модели (рис. 52): при

горизонтальных движениях платформы вдоль оси плотины — формы А-5, А-7 и А-8; при горизонтальных движениях, перпендикулярных оси плотины, — формы S-5, S-7 и S-8 и при вертикальных колебаниях платформы — собственная форма V-7. На основании анализа результатов натурных наблюдений и модельных исследований

были определены следующие особенности динамического поведения плотины при землетрясениях. На рис. 53 приведены графики средних коэффициентов увеличения ускорений на гребне по отношению к ускорениям основания плотины в зависимости от частоты колебаний для составляющих DCS перпендикулярных (тонкая сплошная линия) и DRA параллельных (тонкая пунктирная линия) оси плотины — при слабых землетрясениях, характеризующихся ускорениями на гребне 10—30 галов, и для составляю-

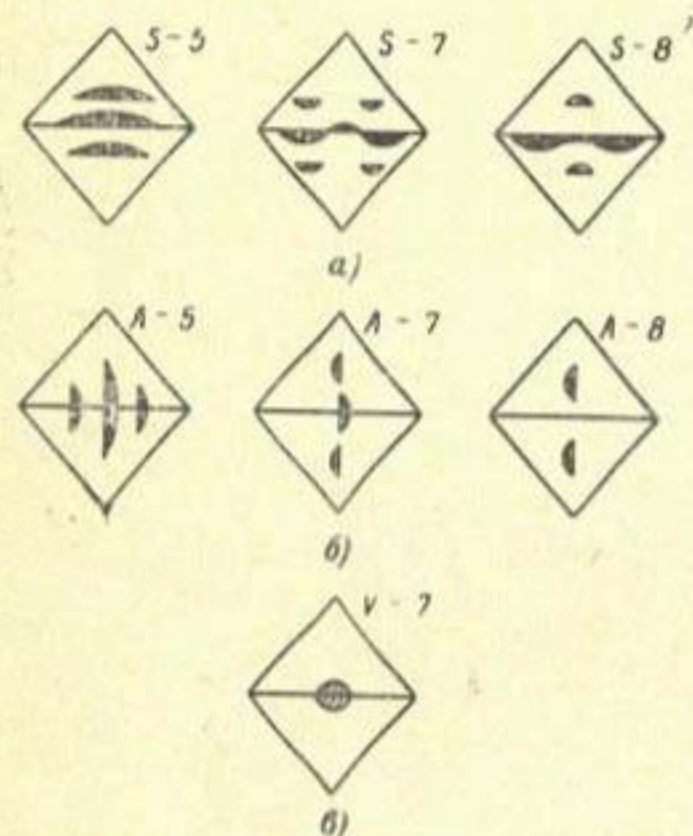


Рис. 52. Формы колебаний.

а — перпендикулярные оси плотины;
б — параллельные оси плотины; в — вертикальные.

щей DCS (толстая линия) — при сильном землетрясении в Ниигате. В последнем случае средний коэффициент увеличения ускорений на гребне был гораздо меньше, чем при слабых землетрясениях.

В табл. 14 приведены частоты и формы колебаний, отвечающие различным пикам коэффициентов увеличе-

Таблица 14

Составляющая DCS, перпендикулярная оси плотины			Составляющая DRA, параллельная оси плотины			Вертикальная составляющая	
Номер пика	Частота, гц	Форма колебаний	Номер пика	Частота, гц	Форма колебаний	Номер пика	Частота, гц
I	2,8	S-5	I	2,9	A-5	I	2,9
II	4,0	S-7	II	4,2	A-7	II	4,0
III	5,0	S-8	III	5,1	A-8	III	4,0
—	5,5	—	—	5,5	—	—	5,5
—	8,0	—	—	6,2	—	—	—

ния ускорений на гребне плотины по отношению к ускорениям в основании.

При землетрясениях обычно возбуждались колебания плотины по собственным формам $S-5$, $S-8$, $A-5$, $A-8$ и $V-7$. Существование форм $S-7$ и $A-7$ было подтверждено лишь с помощью анализа записей колебаний по методу Фурье; непосредственно на записях землетрясений эти формы четко не прослеживаются. Близкое совпаде-

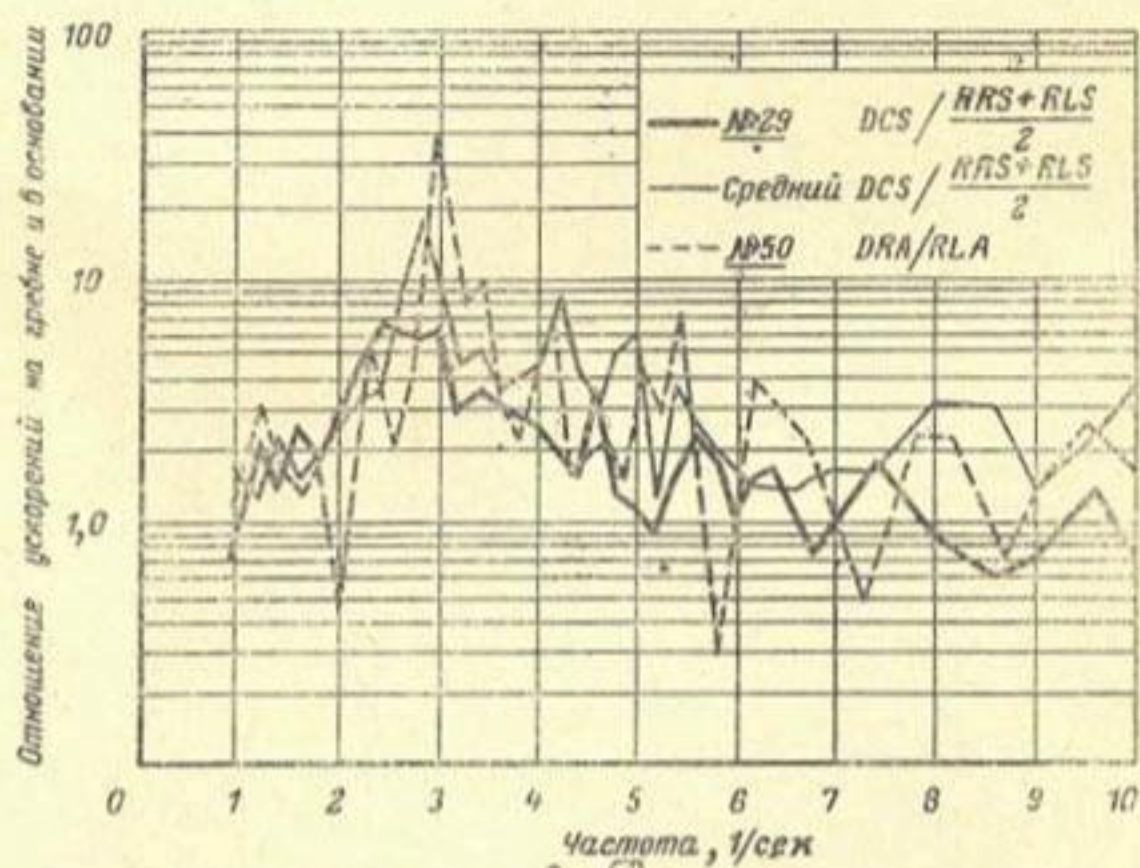


Рис. 53. Графики средних коэффициентов увеличения ускорений на гребне по отношению к ускорениям основания.

ние значений частот собственных колебаний, параллельных и перпендикулярных оси плотины, свидетельствует о том, что оба эти вида колебаний являются сдвиговыми.

Низшая частота указанных колебаний при слабых землетрясениях составляет в среднем 2,8 гц, а при сильном землетрясении № 29 она равнялась 2,4 гц. Это уменьшение частоты собственных колебаний плотины, очевидно, объясняется влиянием нелинейных свойств грунтов при увеличении интенсивности землетрясений. Преобладающая частота собственных вертикальных колебаний плотины равнялась 4 гц.

На рис. 54 приведено сопоставление собственных форм ($S-5$ и $S-8$) колебаний земляной плотины, построенных теоретически с помощью решений доктора Мацуму-

ра для сдвигового клина и проф. Клафа для двухмерного упругого тела, а также по данным натурных наблюдений и модельных исследований. На основании сравнения записей землетрясений на гребне и откосе по горизонтальной составляющей, перпендикулярной оси

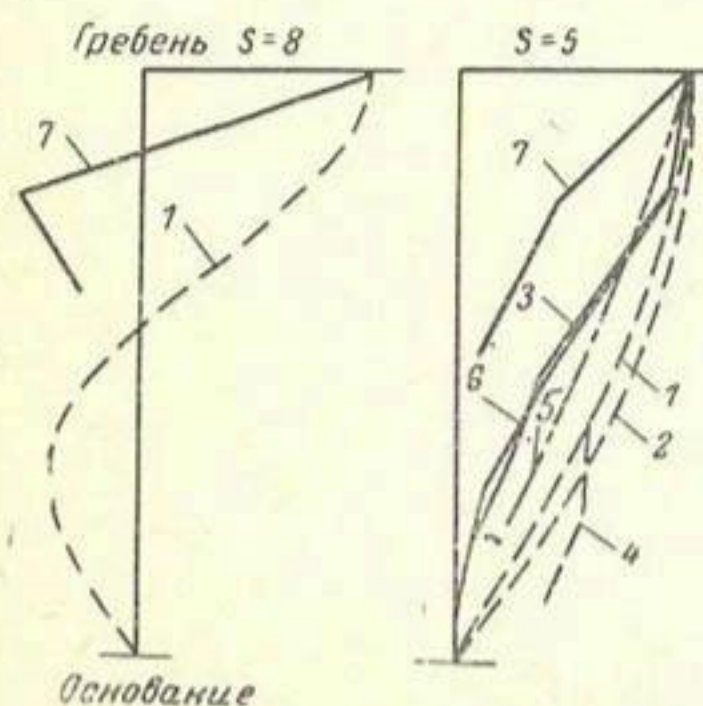


Рис. 54. Сопоставление собственных форм $S-5$ и $S-8$ колебаний земляной плотины по данным натурных и модельных исследований и расчетов.

Вычисленные: 1 — по методу сдвигового клина; 2 — центральная линия SS (по Чопра); 3 — лицевая грань (по Чопра); полученные из модельных испытаний: 4 — центральная линия; 5 — верховая грань; 6 — низовая грань; натурные данные: 7 — низовая грань плотины Саннокан.

плотины, для тех ее участков, в пределах которых преобладают колебания по форме $S-5$, был построен вид формы колебаний вдоль откоса (сплошные жирные линии на рис. 54). При этом наблюдавшаяся во время землетрясений деформация откоса существенно отличалась от теоретической, что авторами объясняется неоднородной жесткостью плотины (более высокой жесткостью нижней части сооружения). По данным модельных исследований при колебаниях плотины на ее поверхности наблюдается довольно значительная деформация растяжения: при форме колебаний

$S-5$ — в основании откоса, при форме $S-7$ — в его середине, вблизи обоих береговых склонов и при форме $A-5$ — на гребне вблизи обоих склонов.

Возникновение горизонтальных нормальных напряжений в теле плотины связано с тем, что при колебаниях по форме $S-5$ горизонтальное смещение на поверхности откоса меньше, чем по оси сооружения. Полевые исследования горизонтальных деформаций на поверхности откоса и внутри плотины до сих пор еще не производились.

Анализ результатов полевых наблюдений показывает, что соотношение сейсмических ускорений на гребне и в основании плотины с увеличением интенсивности землетрясений (т. е. с ростом амплитуд ускорений) уменьшается. Нелинейность изменения этого соотношения,

по-видимому, объясняется неупругими свойствами грунта. Кроме того, наблюдается уменьшение отношения ускорений на гребне и в основании с увеличением частоты колебаний. Так, коэффициент увеличения ускорений на гребне для землетрясений № 29 был меньше, чем для двух других землетрясений, и равнялся 6,0 для формы S-5 и 3,5 для формы S-8. С инженерной точки зрения подобный характер изменения коэффициента увеличения ускорений на гребне имеет очень важное значение для оценки сейсмостойкости плотин из местных материалов с учетом неупругих свойств грунта.

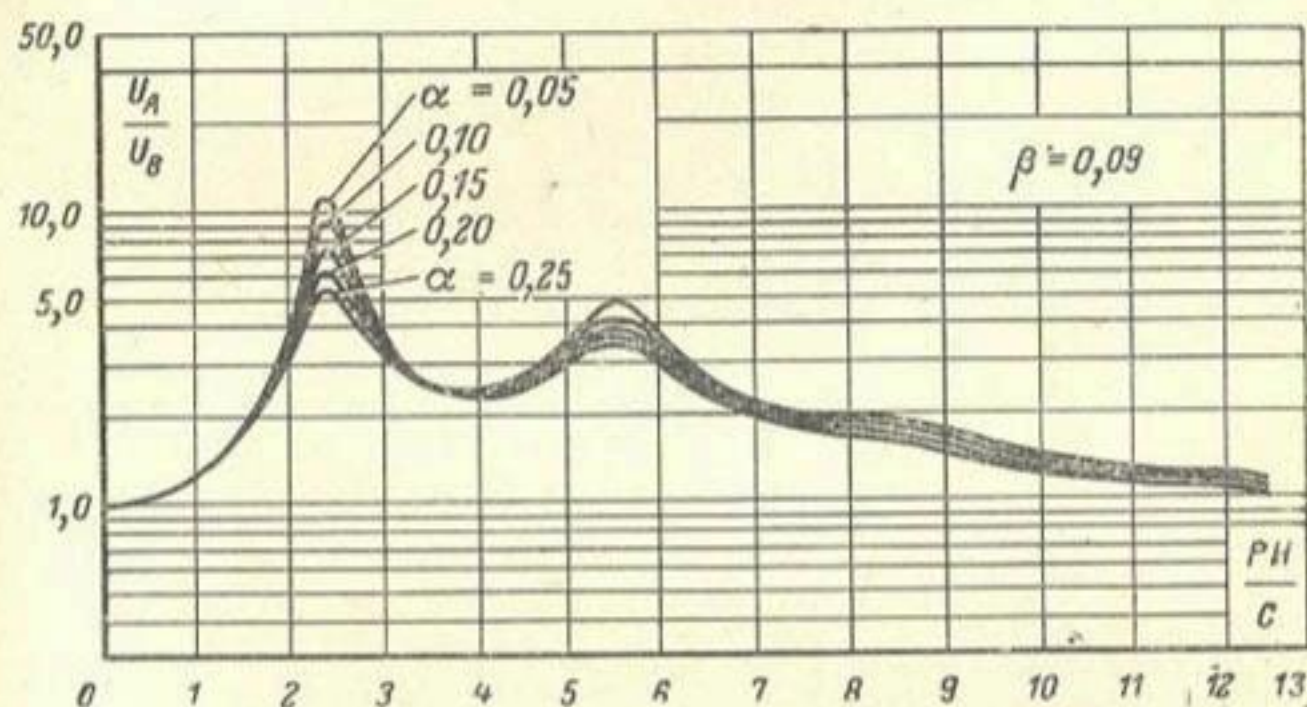


Рис. 55. Отношение амплитуд колебаний U_A/U_B на гребне и в основании плотины при разных значениях α .

Коэффициент увеличения сейсмических ускорений на гребне связан с рассеиванием энергии колебаний, которое осуществляется двумя путями: за счет расхождения волн в основании и поглощения их вследствие внутреннего трения грунта. Поэтому если коэффициент увеличения ускорений на гребне определяется теоретически с учетом двух указанных путей рассеивания энергии, то можно найти величину коэффициента затухания путем сравнения экспериментально найденного коэффициента увеличения с теоретически рассчитанным. С этой целью был произведен расчет сдвиговых колебаний плотины как балки переменного сечения на упругом основании и получены соотношения амплитуд колебаний на гребне и в основании для ряда гармоник сдвиговой волны, которые приведены на рис. 55, где приняты следующие обозначения: U_A/U_B — отношение амплитуд на

гребне и в основании; C — скорость волн сдвига в плотине; H — высота плотины; P — круговая частота гармонических колебаний грунта; α — параметр, зависящий от свойств грунта и наброски; β — параметр, зависящий от свойств наброски и пропорциональный высоте плотины.

Вид этих кривых показывает, что рассеивание энергии в основании оказывает большое влияние на затухание колебаний по первой форме, а внутреннее трение

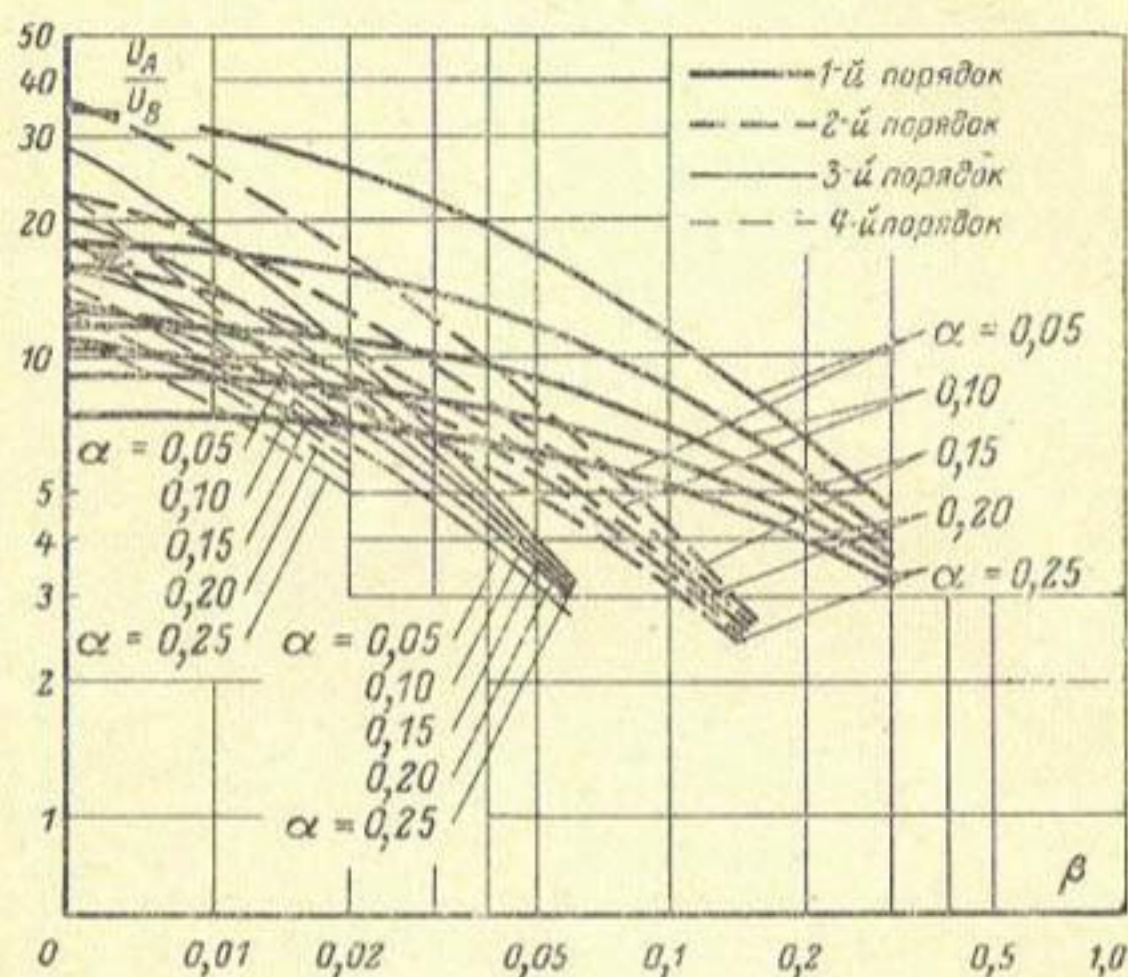


Рис. 56. Коэффициенты увеличения амплитуд ускорений U_A/U_B на гребне и в основании в зависимости от параметров α и β .

материала — на затухание по второй и более высоким гармоникам. В соответствии с этим обычно принимается, что затухание вследствие распространения энергии в основании уменьшается с повышением порядка формы и увеличением высоты плотины. Коэффициенты увеличения амплитуд U_A/U_B для ряда форм в зависимости от значений параметров α и β представлены на графиках (рис. 56). При значениях коэффициента увеличения 6,0 для первой формы и 3,5 для второй получено $\alpha=0,20$ и $\beta=0,09$.

Если принять постоянную материала наброски β общей для всех плотин (что является весьма условным,

так как параметры, зависящие от свойств материала плотины, должны в каждом случае определяться экспериментально), то можно получить следующую эмпирическую формулу:

$$\beta = \frac{37 \cdot 0,09}{H} = \frac{3,33}{H}.$$

Из рис. 56 видно, что коэффициент увеличения амплитуд с высотой плотины возрастает, однако степень его возрастания по мере увеличения высоты сооружения уменьшается. Поэтому в низких земляных плотинах явление резонанса для более высоких гармоник встречается редко.

В докладе приведен пример определения динамических свойств других земляных плотин с помощью данных, полученных для плотины Саннокаи. Однако сами авторы доклада отмечают, что эти данные пока являются неудовлетворительными и их перенесение на другие плотины, по-видимому, является преждевременным.

Анализ результатов исследований плотин Айноно и Саннокаи показал, что колебания подобных сооружений при землетрясениях имеют более сложный характер, чем это следует из предположения о постоянном распределении ускорений от основания к гребню сооружения, а также из теории сдвиговых колебаний треугольного или усеченного клина.

В случае высоких плотин при землетрясениях более вероятно появление не низких, а высоких гармоник колебаний. Поэтому изучению высоких гармоник должно уделяться больше внимания.

Для изучения реакции плотины на движение грунта основания требуется прежде всего определить постоянные материала и правильно выбрать методику расчета. В приведенных работах было произведено определение коэффициентов затухания колебаний для плотины Айноно $\alpha=0,15$ и для плотины Саннокаи $\alpha=0,20$ и параметра $\beta=0,09$, зависящего от свойств наброски и высоты сооружения. Были получены также эмпирические формулы для определения значений α и β для других плотин из местных материалов.

Наблюдаемая деформация откоса плотины при землетрясениях отличается от прогнозируемой с помощью расчетного или экспериментальных метода, что, по-видимому, объясняется неоднородной жесткостью плотины

(увеличением жесткости нижней части сооружения). Это обстоятельство необходимо учитывать как при модельных исследованиях, так и при численных расчетах.

Весьма важным результатом исследований является экспериментальное определение при землетрясениях коэффициентов увеличения ускорений на гребне плотины по отношению к ускорениям основания в зависимости от ряда факторов. В частности, уменьшение данного коэффициента с увеличением интенсивности землетрясений (амплитуды ускорения), а также частоты колебаний объясняется влиянием пластических свойств грунта. Кроме того, было отмечено уменьшение частоты (увеличение периодов) колебаний плотины с увеличением интенсивности землетрясений, также связанное с проявлением нелинейных свойств. Такой характер изменения указанных выше параметров имеет большое значение для оценки сейсмостойкости плотин из местных материалов с учетом неупругих свойств грунта.

*

* *

Из изложенного видно, что результаты проводившихся в течение ряда лет в Японии натурных наблюдений за колебаниями земляных плотин Айноно и Саннокаи при землетрясениях представляют большой интерес. Эти наблюдения позволили выявить ряд важных особенностей поведения указанных сооружений. В частности, было установлено, что с увеличением эпицентрального расстояния значения основных периодов колебаний скального основания возрастают, тогда как преобладающие периоды колебаний гребня плотины не изменяются. Это означает, что при распространении сейсмических волн короткопериодные составляющие быстро затухают, а преобладающие периоды колебаний гребня плотины и средней точки низового откоса не зависят от преобладающих периодов сейсмических колебаний скального основания. С увеличением максимальных ускорений основания ускорения на гребне и в средней части низового откоса плотины возрастают, хотя степень такого возрастания уменьшается.

Отношения сейсмических ускорений на гребне и в основании плотины с увеличением интенсивности землетрясений (т. е. с ростом ускорений) уменьшаются. Нелинейность изменений этих отношений, по-видимому,

объясняется неупругими свойствами грунта. Кроме того, наблюдается уменьшение отношения ускорений на гребне и в основании с увеличением частоты колебаний. С инженерной точки зрения подобный характер изменения коэффициента увеличения ускорений на гребне по отношению к ускорениям в основании имеет очень важное значение для оценки сейсмостойкости плотин из местных материалов с учетом неупругих свойств грунта. Коэффициент увеличения сейсмических колебаний на гребне связан с рассеиванием энергии колебаний, которое осуществляется двумя путями: за счет расхождения волн в основании и поглощения их вследствие внутреннего трения грунта. С учетом этого можно определить величину коэффициента затухания, обусловленного неупругим сопротивлением грунта, путем сравнения экспериментально найденного коэффициента увеличения колебаний гребня с теоретически рассчитанным.

Большим достоинством рассматриваемых работ является то, что в них осуществлен комплексный подход к изучению поведения плотин Айноно и Саннокаи при землетрясениях, для которых наряду с натурными наблюдениями проводились теоретические расчеты и экспериментальные исследования на моделях этих сооружений. Такой подход позволил определить основные формы колебаний плотин (для плотины Саннокаи было получено семь форм колебаний: вертикальных и горизонтальных, вдоль и поперек каньона), а также сопоставить результаты теоретических и экспериментальных исследований с данными натурных наблюдений. Очевидно, что такой комплексный подход к изучению поведения плотин при землетрясениях является наиболее правильным и может дать очень ценные результаты.

СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ПЛОТИН В НЕБЛАГОПРИЯТНЫХ УСЛОВИЯХ

Глава шестая

ВОЗВЕДЕНИЕ ПЛОТИН ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ОТСЫПКОЙ В ВОДУ И ПРИ ДОПУЩЕНИИ ПЕРЕЛИВА ЧЕРЕЗ КАМЕННУЮ НАБРОСКУ В ПЕРИОД СТРОИТЕЛЬСТВА

Доклад Р. Г. Лейна (Д-4) посвящен возведению каменнонабросных перемычек путем отсыпки породы в текущую воду. Автор утверждает, что таким образом построенная перемычка допускает перелив воды через ее гребень без существенных повреждений. Для иллюстрации рассматриваются три примера: каменнонабросная перемычка на строительстве плотины Кариба на р. Замбези, каменнонабросная перемычка на строительстве плотины Розейрес на р. Нил и направляющая дамба за водосбросом туннеля Кухранг.

Перемычка, формирующая котлован для строительства плотины Кариба на р. Замбези, имела максимальную высоту 23 м и объем 30 000 м³. Для отсыпки применялись камни со средним весом 230 кг; максимальный вес достигал 400 кг. Условия отсыпки проверялись в лаборатории Согрса в Гренобле (Франция) на модели в масштабе 1:75. Отсыпка в натуре проводилась при расходе реки 7 000 м³/сек. Обследования, произведенные после отсыпки, показали, что очень мало материала было унесено потоком. Потребовались незначительные бульдозерные работы для приведения перемычки в предусмотренное проектом состояние.

В марте 1958 г., когда эта перемычка уже сыграла роль и была построена арочная бетонная перемычка, на реке прошел паводок, превышавший расчетный: 16 200 м³/сек. Обе перемычки оказались затопленными,

причем над каменнонабросной перемычкой протекал поток глубиной 21 м. По-видимому, при этом средняя скорость течения над перемычкой составляла 4,9 м/сек. Последующие измерения показали, что, несмотря на интенсивный смыв, основное тело перемычки осталось в русле (рис. 57).

При строительстве плотины Розейрес в Судане на р. Голубой Нил проектом предусматривалась затопляемая перемычка. Расчетный расход составил 17 800 м³/сек; расходы величиной 6 000 м³/сек повторялись весьма часто. Для обоснования принятого решения были прове-

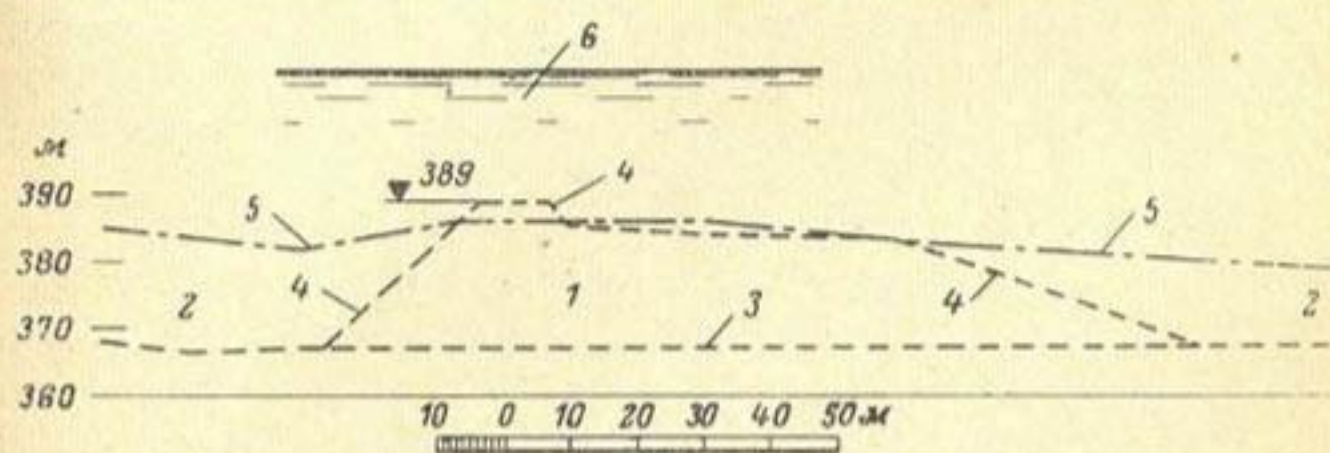


Рис. 57. Сечение вдоль русла реки, показывающее профиль каменнонабросной перемычки.

1 — уложенный материал; 2 — материал, отложенный паводком; 3 — естественное русло реки в 1955 г.; 4 — каменнонабросная перемычка (август 1957 г.); 5 — дно после паводка (январь 1959 г.); 6 — максимальный уровень паводка.

дены специальные модельные гидродинамические исследования в Институте гидравлики и гидротехнических сооружений Политехнического института в г. Милане (Италия). Исследования проводились на модели в масштабе 1:65, которая охватывала 1 400 м русла реки. Исследования показали целесообразность отсыпки при расходах меньше 2 000 м³/сек. Особенно тщательно на модели исследовались условия перелива через перемычку.

При проведении модельных исследований рассматривались три варианта отсыпаемого материала:

Тип а: 67% крупностью 10 см и менее; 30% крупностью от 10 до 60 см; 3% крупностью от 60 до 120 см.

Тип б: 25% крупностью 10 см и меньше; 75% крупностью от 10 до 130 см (с равномерной грануляцией).

Тип в: с крупностью от 80 до 120 см с равномерной грануляцией.

Для строительства характерен недостаток грунта мелких фракций. На каком типе остановились в резуль-

тате проведенных исследований, в докладе нет указаний.

Перемычка была отсыпана в ноябре 1962 г. Отсыпка проводилась с центрального пролета со специального моста при расходе реки $1\,220\text{ м}^3/\text{сек}$. Сопоставление отсыпанной перемычки с моделью показало, что в натуре было израсходовано материала на 12% больше, чем на модели. Откосы перемычек были выполнены с заложением в пределах 1:3—1:4. Перемычка подвергалась переливу дважды: в 1963 г. при расходе $8\,700\text{ м}^3/\text{сек}$ и в 1964 г. при расходе $7\,700\text{ м}^3/\text{сек}$. Максимальный удельный расход над перемычкой достигал $18\text{ м}^3/\text{сек}$. После откачки котлована были обнаружены серьезные размывы низового откоса. Верховой откос пострадал от перелива мало.

Плотина, формирующая водобойный колодец туннельного водосброса Кухранг, имеет откосы, укрепленные крупным камнем и габионами; это было вызвано отсутствием на месте строительства достаточного объема подходящего камня. Максимальный расход водосброса $30\text{ м}^3/\text{сек}$ при ширине отводящего канала 24 м. Обследования показали, что суглинок под габионами мало пострадал при пропуске воды.

В заключение автор доклада указывает, что слабое, легко размываемое русло реки усложняет отсыпку в воду; возможность интенсивной фильтрации в основании перемычки может снизить ее устойчивость; опасна также контактная фильтрация, могущая вызвать механическую суффозию. Необходимо иметь в виду и прохождение непредвиденных расходов. Далее автор дает ряд практических рекомендаций по отсыпке перемычек в текущую воду.

Р. Лейн в конце своего доклада утверждает, что практически любая река может быть перекрыта отсыпкой каменной наброски, если только имеется или может быть добыт в достаточном количестве камень нужных размеров.

Опыт пропуска расходов поверх каменной наброски представляет большой интерес. К сожалению, в докладе не приводятся данные, характеризующие профиль перемычек и крупность материала. О скоростях можно судить также весьма приблизительно. Нам представляется, что утверждение докладчика о возможности перекрытия отсыпкой каменной наброски любой реки слишком опти-

мистично и не подтверждается данными, приведенными в докладе. Вместе с тем следует отметить, что в результате проведения специальных модельных исследований такая возможность может быть установлена для каждого конкретного случая.

Доклад С. Эллиотта, С. Форда и Дж. Оулиса (Д-5) посвящен строительству плотины Плавер Кав (Гонгконг). Плотина Плавер Кав, начатая строительством в 1961 г. и законченная в 1966 г., создает водохранилище пресной воды для коммунального и промышленного водоснаб-

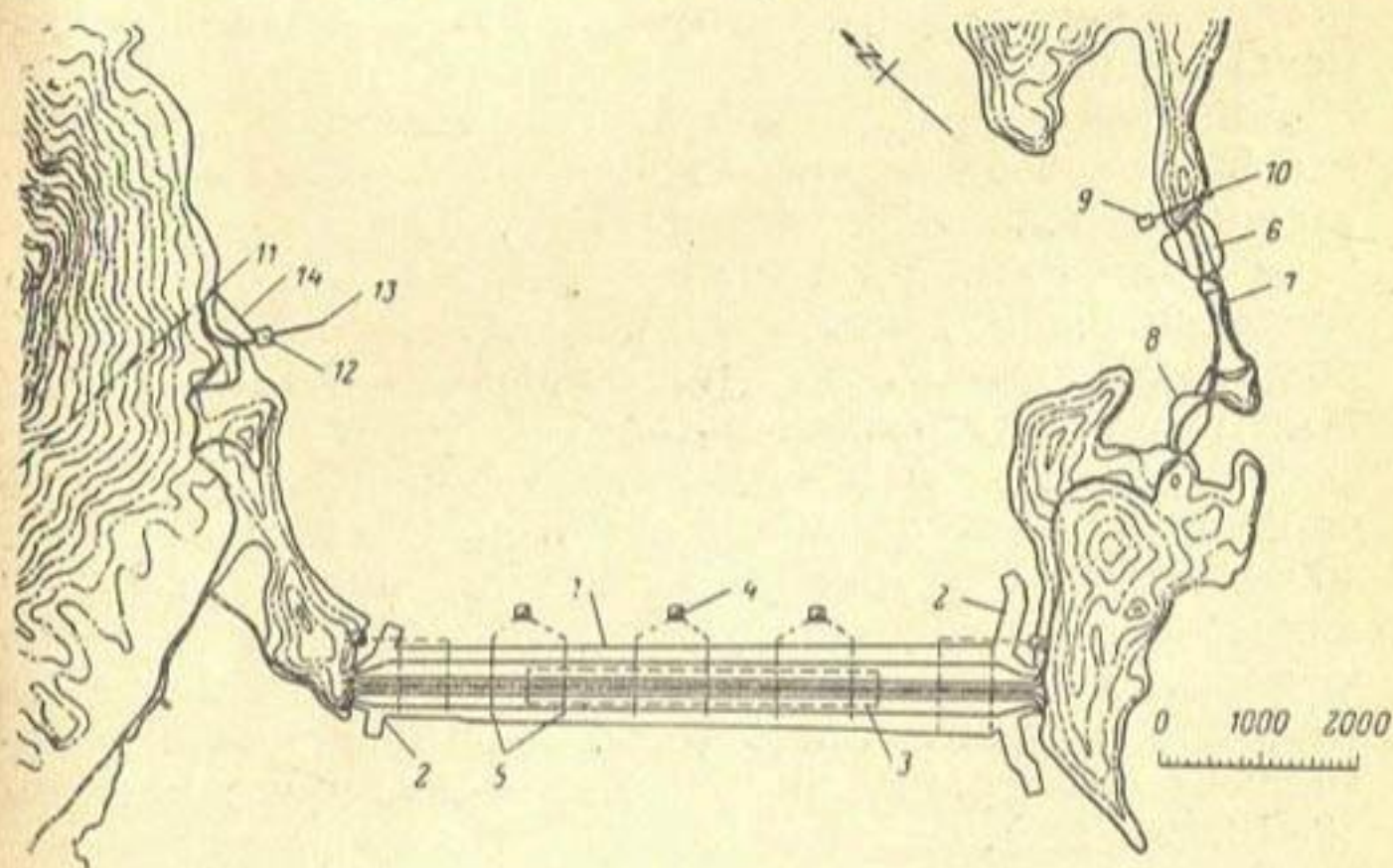


Рис. 58. Основной район строительства.

1 — главная плотина; 2 — береговая шпора; 3 — зона порога на участке закрытия; 4 — помещение для измерительных приборов; 5 — сечения, оборудованные контрольно-измерительным оборудованием; 6 — северная ограждающая дамба; 7 — водослив; 8 — южная ограждающая дамба; 9 — временная насосная станция для откачки водохранилища; 10 — туннель для отвода откачиваемой воды; 11 — портал основного туннеля строительства II очереди; 12 — постоянная насосная станция; 13 — водоприемник; 14 — трубопровод для отвода пресной воды.

жения. Водоохранилище создается путем отсечения небольшого залива Плавер Кав от гавани Толо. Для этих целей предусматривалось возведение основной плотины длиной 2 000 и высотой 40 м и двух ограждающих дамб небольшой высоты длиной по 210 м каждая. Размещение этих сооружений показано на рис. 58.

Перед началом строительства оказалось необходимым убрать землечерпанием 5 400 000 м³ ила и грязи, непригодных для основания плотин. Землечерпание пришлось

начинать при глубине воды от 12 до 14 м, проводя его до глубины 17 м. Для вспомогательных плотин потребовалось незначительное землечерпание 46 000 м³ песка до глубины 9 м. При возведении плотины пришлось уложить 1 400 000 м³ песка и 5 900 000 м³ дробленой скалы. Для крепления откосов плотины применялся рваный камень с максимальным весом 4,5 т и средним весом 2,2 т. Возведению плотины предшествовали детальные лабораторные исследования. Землечерпание производилось многоковшовым экскаватором. На более глубоких отметках выемка грунта производилась средствами гидромеханизации.

Для обеспечения надежности основания главной плотины у обоих ее примыканий были устроены цементационные завесы на глубину 61 м. Длина завесы была 92 м у Тай Мей Тук и 167 м у острова Харбор. Цементационные завесы имели три ряда скважин при расстоянии между ними 3,0 м. Шаг скважин во внешнем ряду был 4,6, а во внутреннем 3,0 м.

Сооружение было оснащено специальной контрольно-измерительной аппаратурой. Было установлено более 400 пьезометров. Приемники этих пьезометров изготовлялись в виде полых цилиндров из пористой керамики и подсоединялись с помощью нейлоно-полиэтиленовых трубок к ртутным манометрам. Керамика имела коэффициент фильтрации больший, чем материал плотины ($3 \cdot 10^{-6}$ см/сек).

Для измерения осадок использовались специальные дистанционные гидроневматические глубинные марки. Гарантированная точность отсчетов 1,3 см. Всего было установлено 70 таких марок. Для измерения горизонтальных перемещений были использованы так называемые слoup-индикаторы Вильсона. К заглубленной в грунт марке водолазы прикрепляли нить, связанную с поплавком на поверхности. Измерения проводились с плавучей платформы. Всего было установлено 30 таких приборов. Ограждающие дамбы были оборудованы 26 пьезометрами.

Отсыпка грунта в воду производилась самоходными баржами с раскрывающимся дном грузоподъемностью 1 500 тс, а также буксируемыми баржами того же типа грузоподъемностью 900 тс. Для отсыпки скалы использовались 30 30-тонных скипов. На буксировке барж работали семь дизельных буксиров.

При возведении плотины все время велись наблюдения за поровым давлением. Поровое давление очень редко превышало 3 м вод. ст. и обычно рассеивалось в течение нескольких дней.

На рис. 59 приведены графики изменения порового давления по показаниям пьезометров № 15 и 16 (максимальное поровое давление). Опыт строительства плотины Плавер Кав интересен с точки зрения иллюстрации возможности возведения достаточно крупной земляной плотины методом отсыпки в морскую воду.

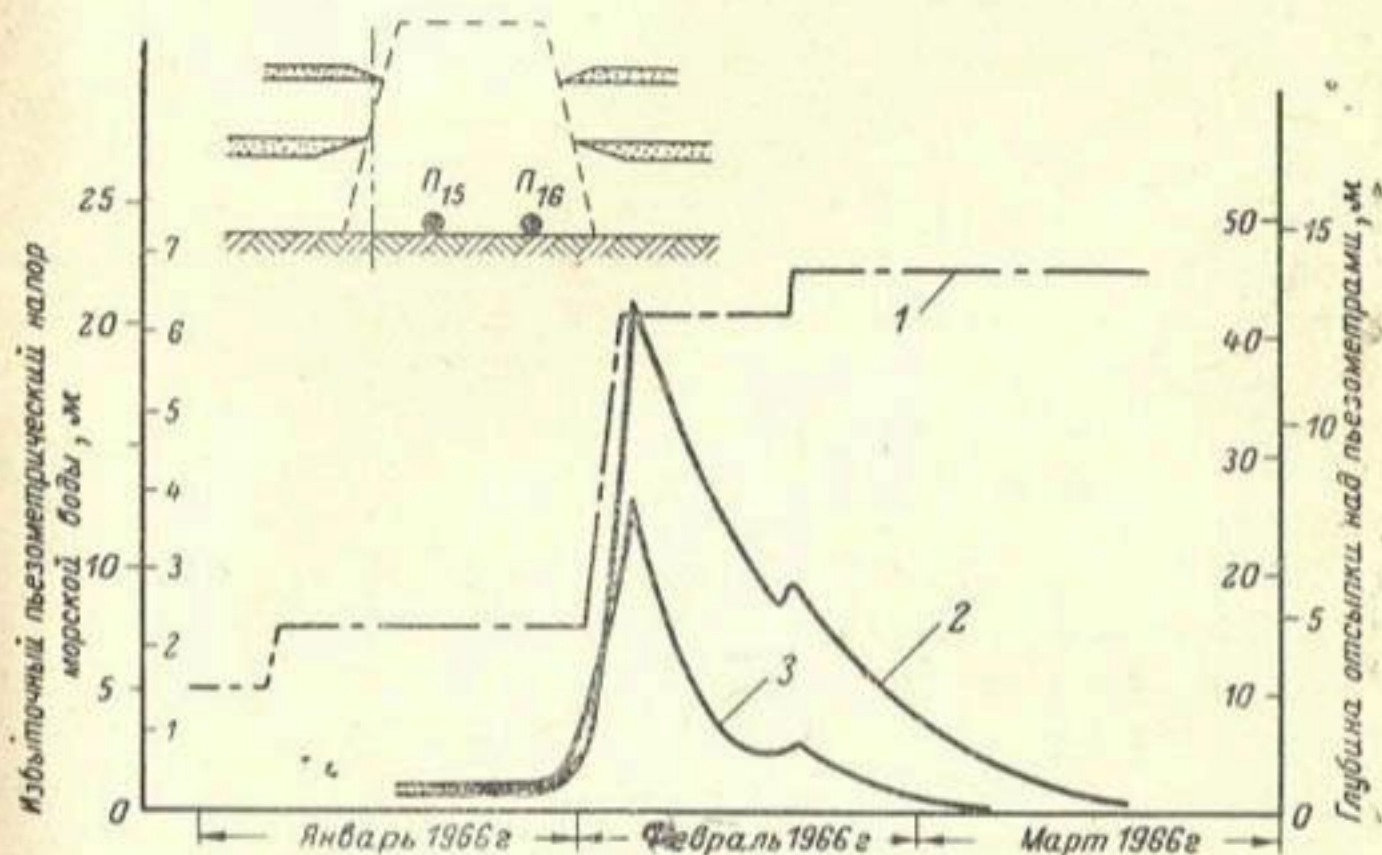


Рис. 59. Поровое давление в сооружении (взвешенный вес отсыпки равен 0,97 γ морской воды).

1 — график нарастания отметки насыпи; 2 — поровое давление по пьезометру P_{15} ; 3 — то же, по P_{16} .

Доклад финского инженера Е. Архипайнена (Д-11) посвящен строительству Верхнетуломской ГЭС на территории СССР. Гидроузел строился в арктических климатических условиях: водосборный бассейн реки расположен севернее Полярного круга между 68 и 69° северной широты. Расход реки в течение года резко изменяется, неожиданные и интенсивные весенние паводки вызываются быстрым таянием больших масс снега. В зимнее время поверхность земли промерзает и сток почти отсутствует. Коренные породы в районе ГЭС представлены архейскими и полеозойскими скальными массивами, которые имеют в створе плотины тектоническую

депрессию глубиной порядка 65 м, по направлению примерно совпадающую с направлением русла реки. Депрессия заполнена четвертичными отложениями преимущественно ледникового происхождения. В основном грунты в районе строительства представляют собой различного типа моренные отложения.

Плотина первоначально была запроектирована как земляная с наклонным экраном. Призмы должны были быть выполнены из каменной наброски, а экран — из укатанного моренного суглинка. Ряд соображений, возникших в процессе строительства, изменил первоначальный проект. В окончательном варианте плотина была выполнена из земли и каменной наброски с достаточно широким центральным ядром из моренных суглинков. Нижняя часть водонепроницаемого ядра возводилась отсыпкой моренных суглинков в пруд глубиной от 11 до 14 м в течение всего строительного сезона. Остальная часть ядра возводилась обычными методами — укладывалась 8,5-тонными гладкими виброкатками. Материалы строительного контроля показали, что отсыпaeмый в воду грунт имел в среднем плотность 90,3% стандартной сухой плотности по Проктору, что на 5,4% больше, чем соответствующая плотность, полученная при укатке виброкатками. В дальнейшем стандартные отклонения плотности в сухом состоянии были сравнительно большими: от $\pm 5,1$ до $\pm 5,6\%$, что связано с большими изменениями влажности насыпи. Контрольные измерения осадок ядра, величины порового давления и фильтрации через тело и основание плотины показали, что плотина ведет себя вполне удовлетворительно и что осадки лишь немного превышают величины осадок, обычных для укатанных земляных плотин. Строительство этой плотины неоднократно освещалось в советской печати.

Шведские инженеры Г. Пира и Л. Бернелл посвятили свой доклад (Д-12) строительству плотины Ярквиссль, основание которой возводилось отсыпкой в воду. ГЭС Ярквиссль является последней неосвоенной ступенью каскада ГЭС на р. Индальсельвен в центральной части Швеции. Строительству предшествовали детальные инженерно-геологические изыскания. На участке длиной 30 км было подробно изучено 17 створов. Во всех этих створах коренные или водоупорные породы залегали на большой глубине под водопроницаемыми и размываемы-

ми породами. Принимая во внимание небольшой напор на сооружение (14 м), сочли возможным возводить земляную плотину на этих отложениях, состоящих из гравия, песка, илистых грунтов и глин. При расчете плотины допускаемый фильтрационный градиент принимался 1 : 12. Рассматривались различные варианты возведения плотины, в том числе использование металлической шпунтовой стенки, шпунтовой стенки типа Икос-Федер, химического закрепления грунтов и т. п. Все эти способы оказались экономически нецелесообразными. Далее был рассмотрен ряд вариантов строительства, связанных с отсыпкой грунта в воду.

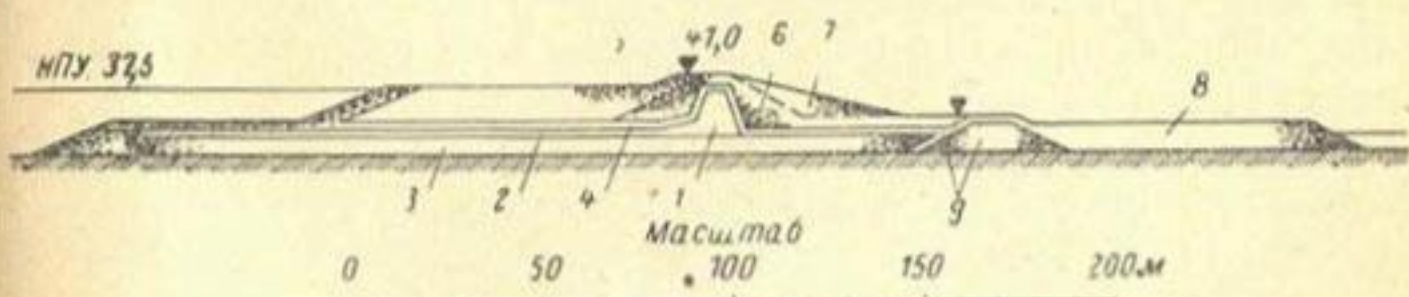


Рис. 60. Профиль плотины Ярквиссель.

1 — водонепроницаемое ядро, морена; 2 — водонепроницаемый банкет, морена; 3 — гравийная насыпь, отсыпанная в воду; 4 — переходные и фильтровые зоны; 5 — верховое плечо насыпи, гравий; 6 — низовое плечо насыпи, гравий; 7 — дополнительная гравийная отсыпка; 8 — низовой фильтровый банкет; 9 — низовая насыпь.

Таких вариантов было рассмотрено пять. В результате детального сопоставления остановились на следующем способе возведения плотины. Грунт отсыпался в стоячую воду между двумя банкетами из каменной наброски до тех пор, пока насыпь не подымалась чуть выше существующего уровня воды в реке. Отсыпаемый грунт (гравий) по своему гранулометрическому составу и коэффициенту фильтрации должен был мало отличаться от материала дна реки. На этом грунте далее возводилась земляная плотина с вертикальным суглинистым ядром и понуром. Осуществление этого метода потребовало поднятия дна реки до отметки, превышающей на 1 м отметку уровня воды в водотоке. Средняя толщина отсыпки составила 5 м. В наиболее глубокой части она достигала 10 м. С северной стороны плотина примыкает к бетонной водосливной плотине, возведенной на скальном основании. Профиль плотины приведен на рис. 60. Первоначально были отсыпаны банкеты и между ними был уложен переходной фильтровой слой. Перед укладкой этого слоя русло реки было очищено от камней

крупностью более 0,2 м. Очистка производилась драглайнами. В процессе укладки пробы гравия брались ежедневно. Гравийный грунт подвозился самосвалами на банкеты, откуда он сваливался в пруд бульдозерами.

Все работы контролировались водолазами. После того как насыпь поднялась выше отметки уровня воды, она укатывалась виброкатками. Выше уровня воды грунт укладывался слоями 0,2—0,3 м и укатывался пятью проходками тяжелых тракторов. Содержание воды было оптимальным для укатки тракторами; при этом грунт имел пластичную консистенцию. Строительные работы начались осенью 1957 г. с отсыпки банкетов; работы по поднятию дна начались весной 1958 г. В начале 1959 г. началось заполнение водохранилища. Во время строительства велись наблюдения за осадками и горизонтальными смещениями. Эти наблюдения показали, что ядро и понур находятся в хорошем состоянии. Наблюдавшиеся осадки и трещины объяснялись сжатием илистых слоев в русле реки.

В связи с наблюдавшимися осадками было принято решение уложить дополнительный слой гравия на низовой откос, уположив его с 1:2 до 1:4. Имелось в виду, что этот слой будет служить фильтром и защищать ядро от возникновения трещин при дальнейшем развитии осадок. Для того чтобы исключить возможность суффозии грунта через трещины в дне реки, уложенный в нижнем бьефе фильтр решили продолжить на 50 м по течению реки.

При укладке дополнительного грунта была замечена в отдельных местах плотины локальная суффозия. Тщательное исследование показало, что эта суффозия была вызвана нагрузкой от гравийного грунта, только что уложенного в плотине. Было также обнаружено, что под низовым банкетом и гравийной насыпью имелся слой илистого грунта на дне реки. Вследствие перегрузки свободный илистый грунт начал уплотняться и выделяемая при этом вода вызвала суффозионные явления. После окончания уплотнения суффозия нигде не наблюдалась. Начиная с 1959 г., наблюдения нигде не дали неожиданных результатов. Поэтому плотина считается полностью консолидировавшейся.

Строительство плотины Ярквисль является хорошим примером, подтверждающим возможность возведения земляных плотин методом отсыпки в воду. Следует от-

метить, что советским специалистам эта возможность давно известна.

А. Д. Спаркс (Д-19) посвятил свой доклад вопросам перелива воды через каменнонабросные и земляные плотины.

В начале доклада автор говорит о целесообразности строительства проницаемых плотин из каменной наброски, обеспечивающих спокойное сопряжение бьефов¹. Далее рассматривается устойчивость откосов затопленной каменнонабросной плотины, через которые происходит перелив. Затопленные откосы могут оползать и могут размываться.

Рассматривая устойчивость затопленного откоса при обозначениях, указанных на рис. 61, примем, что единичный объем грунта в точке А подвержен действию силы

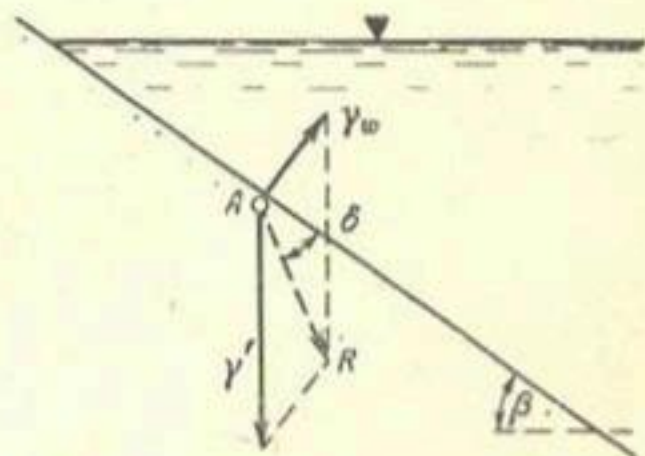


Рис. 61. Схема устойчивости частицы откоса под водой.

тяжести, равной весу погруженной в воду единицы грунта, и фильтрационной силы $i\gamma_w$, нормальной к поверхности грунта (γ_w — объемный вес воды). Результирующая этих двух сил R действует под углом δ к откосу сооружения. Если грунт или каменная наброска являются несвязным материалом с углом внутреннего трения φ , то элемент A будет в критическом равновесии, когда угол δ будет равен $90^\circ - \varphi$, откуда

$$\sin(\varphi - \beta) = \sin \varphi_i \left(\frac{\gamma_w}{\gamma'} \right),$$

где β — критический угол затопленного откоса;

φ — угол внутреннего трения грунта;

$i = \Delta h / \Delta L$ — выходной фильтрационный градиент, определяемый измерением потери фильтрационного напора Δh на длине пути фильтрации ΔL по сетке фильтрационного потока;

¹ Здесь речь идет о так называемых фильтрующих дамбах, строительство которых было предложено покойным проф. Н. П. Пузыревским полвека назад. Подобная фильтрующая дамба, в частности, была построена на р. Ульбе вблизи Лениногорска.

γ' — удельный вес погруженного грунта;

$$\gamma' = \gamma_{\text{нас}} - \gamma_w;$$

γ_w — удельный вес воды.

При различных значениях γ_w/γ' можно получить семейство прямых, подобных линии DE на рис. 62. Линия DE является почти прямой линией между точкой D (где $\varphi = \beta$) и точкой E (где $i = \gamma'/\gamma_w$). Справедливость зависимости для определения γ' была проверена экспериментально.

Рассматривая фильтрационную устойчивость неза-

топленного откоса фильтрующей плотины при обозначениях на рис. 61, можно для выходного фильтрационного градиента записать

$$i = \frac{\sin \beta}{\sin (\alpha - \beta)},$$

где α — угол между направлением фильтрационного потока и вертикалью; этот угол должен быть всегда больше угла β , потому что если α будет равно β , фильтрационный градиент i будет бесконечным, что невозможно; поэтому при незатопленном откосе фильтрационная сила $i\gamma_w$ в изотропной зернистой среде будет действовать в направлении линии

Рис. 62. График для определения устойчивости подводного откоса. $\times$ — слегка уплотненный песок; $\circ$ — несвязный песок; $\gamma'/\gamma_w = 0,9$; 1 — неустойчивая зона; 2 — устойчивая зона.

тока. Может быть построен силовой треугольник для определения результирующей линии R . Для критического равновесия перед оползанием откосов δ должно быть меньше чем $90^\circ - \varphi$, и для незатопленного откоса из сыпучего материала может быть написано выражение

$$\frac{\sin (\varphi - \beta + \alpha)}{\sin (\alpha - \beta)} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{\sin (\varphi - \beta)}{\sin \beta}.$$

При расчете откосов следует учесть возможность их размыва. Для расчета размыва рекомендуется геометрическая схема, приведенная на рис. 63.

Далее в докладе рассматриваются вопросы, связанные с армированием откосов каменнонабросных плотин. Вначале необходимо выяснить, требуется ли армирование; во вторую очередь рекомендуется определить распространение зоны армирования и, наконец, произвести расчет самого армирования. Для определения запаса коэффициента устойчивости армированного откоса рекомендуется формула

$$F = \frac{\sum \frac{C}{\gamma H} \cdot \frac{\Delta l}{H} \cos \alpha + \frac{\sum T}{\gamma H^2} + \operatorname{tg} \varphi \sum \frac{P_n}{\gamma H^2} \cos \alpha}{\sum \frac{x}{\gamma H^2} \sin \alpha + \sum \frac{W_s}{\gamma H^2} \cos \alpha},$$

где Δl — рассматриваемая единица длины откоса; P_n — сила, действующая между зернами на единицу длины; C — сила сцепления; $\sum T$ — сумма удерживающих сил; H — высота рассматриваемого участка откоса; γ — удельный вес материала; φ — угол внутреннего трения грунта; $W_s = W \sin \alpha$; W — полный вес рассматриваемого клина.

Достоверность зависимости была проверена в лабораторных условиях на модели армированной плотины в лотке, а также на модели, установленной в небольшом лотке, оборудованном приспособлением для изменения уклона.

Для расчета рекомендуется использовать ЭВМ.

Приведенный расчет весьма условен, поскольку в докладе не приводятся данные исследований (известно только, что они проводились в небольшом лотке). Вряд ли можно рекомендовать без проверки предложенный метод для расчета устойчивости затопления откосов. Однако доклад интересен как попытка подхода к решению этого весьма сложного вопроса.

Доклад (Д-22) Г. Гольдера и Д. Бейзетта посвящен возведению земляной плотины Арроу путем отсыпки

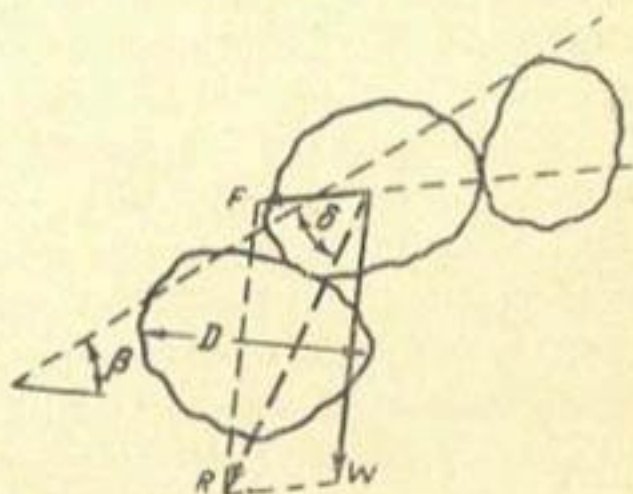


Рис. 63. Устойчивость средней частицы (F — результирующая сдвигающего усилия).

грунта в воду. Эта плотина — одна из трех плотин, возводимых в Канаде на основании соглашения между Канадой и США по регулированию стока р. Колумбия, создает водохранилище емкостью $8,7 \text{ км}^3$. Отметка уровня верхнего бьефа принята 440 м, отметка нижнего бьефа в межень 416 м. Максимальный наблюдаемый расход $5780 \text{ м}^3/\text{сек}$. В основании плотины залегают мощные песчано-гравелистые отложения. При проектировании плотины исходили из предпосылок, что на левом берегу имеется выход скальных пород, пригодный для размещения водосливных сооружений. Напор на сооружение невелик: 23 м, песчано-гравелистые отложения в основании плотные и пригодны для основания земляной плотины. Фильтрационные расходы не имеют существенного значения ввиду многоводности реки.

Вблизи створа имеются карьеры необходимых материалов для строительства плотины.

При проектировании рассматривался ряд вариантов плотины; при этом независимо от различных вариантов имелись два принципиальных решения: а) возводить плотину обычным способом, т. е. построить перемычки, осушить котлован и возводить плотину насухо, и б) возводить плотину методом отсыпки в воду. Перед выбором решения были проведены необходимые исследования. Угол внутреннего трения отсыпаемого грунта, определяемый в триаксиальном приборе, оказался равным 37° в рыхлом и 41° в уплотненном состоянии. Коэффициент фильтрации изменялся в пределах от $5 \cdot 10^{-6}$ до $1 \cdot 10^{-5} \text{ см/сек}$. Прочность материала была $0,2 \text{ кгс/см}^2$. Материал испытывался также после уплотнения в прессе под нагрузкой 10 кгс/см^2 , при этом C_v оказались 0,5 до $0,8 \cdot 10^{-2} \text{ см}^2/\text{сек}$.

В результате проведенных полевых исследований выяснилось, что в связи с наличием сильно проницаемых линз откачка котлована будет затруднена и связана с большими затратами; поэтому после сопоставления ряда вариантов было принято решение возводить плотину мокрым способом, т. е. отсыпкой в воду.

Для обоснования проекта производства работ были проведены исследования: по выбору типа баржи для отсыпки грунта в воду; сегрегации песка и гравия; формы отсыпаемой массы грунта; относительной плотности отсыпаемого материала; размещению илистых частиц грунта.

Для изучения сегрегации первоначально производилась отсыпка в воду при различной ее глубине, однако таким путем установить сегрегацию оказалось невозможным. Затем погружались специальные ковши, в которые подавался материал; при этом выявилось также отсутствие сегрегации. Наконец, в ряде точек помещались «котлы», выполненные из отрезков труб диаметром 60 см. «Котлы» имели высоту 60 и 15 см. «Котлы» анкеровались 12,5-миллиметровыми стальными стержнями, что исключало их подвижку. Эти «котлы» также показали отсутствие недопустимой сегрегации.

Были проведены исследования по определению угла естественного откоса при отсыпке грунта. Для определения заложения откосов использовались эхолоты. Естественные откосы оказались в пределах от 1:10 до 1:5.

Испытания плотности по взятым пробам для различных грунтов дали положительные результаты.

Для изучения характера отложения и перемещения илистых частиц использовались водолазные наблюдения. Обследования проводились ежемесячно. Водолазы брали пробы грунта и специальными щупами определяли толщину илистых отложений. Вначале при скорости течения 15 см/сек наблюдалось постепенное утолщение глинистых отложений. Однако при возрастании скорости начался смыв ила и при скорости порядка 0,9 м/сек дно реки было практически очищено от ила. Ил сохранился только в отдельных понижениях. После снижения скорости ил вновь отсыпался и затем покрывался слоем песка и гравия. На этот слой далее отсыпался грунт верховой призмы плотины до тех пор, пока он не поднимался над уровнем воды, и одновременно отсыпалась низовая призма. После некоторого перерыва, необходимого для консолидации илистого ковра, начинали возводить ядро над уровнем воды и далее всю плотину возводили, как обычную укатанную плотину. Следует иметь в виду, что проектировщики не очень опасались фильтрации в основании плотины, так как грунты представлялись достаточно суффозионно устойчивыми, а фильтрационные потери не имели значения, как уже говорилось, в связи с многоводностью реки.

Строительство плотины Арроу показывает, что в ряде случаев, когда в основании залегают мощные напластования проницаемых аллювиальных отложений, воз-

ведение нижней части плотины отсыпкой в воду является единственно целесообразным методом.

Доклад М. С. Спида, Д. Ф. Тэджелла и С. Р. Карра (Д-28) посвящен исследованиям возможности пропуска паводка через сооружения из каменной наброски. Вопрос о возможности пропуска паводковых расходов поверх плотин из каменной наброски и исключения необходимости строительства водосбросных сооружений давно интересовал австралийских инженеров. Этот вопрос возник в 1957 г. при строительстве плотины Лаффинг Джек Марш на о. Тасмания, когда расход $57 \text{ м}^3/\text{сек}$ пропускался через недостроенную плотину высотой 17,1 м. Для изучения такой возможности две опытные плотины были построены в Квинсленде в 1959 и 1960 гг. Предпринятые на этих плотинах исследования не дали ожидаемых результатов, и когда в 1959 г. проектировались плотины Сириному в Папуа (о. Новая Гвинея) и Борумба в Квинсленде, было решено пропускать значительную часть расчетного расхода через каменную наброску. Для проверки такой возможности были поставлены специальные модельные исследования. Для этих исследований ставились две задачи: установить, какой удельный расход можно пропускать поверх каменной наброски, и выяснить необходимость инженерных мероприятий для обеспечения пропуска воды по каменной наброске.

Модельные исследования должны были установить: допустимый удельный расход через насыпь из каменной наброски до устройства наружного противофильтрационного экрана; то же при насыпи, выведенной на проектную отметку, и наружном экране различной готовности; профили поверхности воды для указанных случаев; возможные разрушения при переливе через каменную наброску и возможность предотвращения таких разрушений в разумных экономических пределах.

Для обеих плотин были изготовлены плоские и пространственные модели. Моделирование проводилось по Фрудру. Вязкость и поверхностное сопротивление определялись по масштабной серии. Гранулометрический состав подбирался по масштабу.

Исследование модели плотины Сириному проводилось для двух очередей строительства. Плотина имеет высоту 23,2 м, длину по гребню 121,9 м и объем кладки $59\,600 \text{ м}^3$. На наружный откос с уклоном 1:3 уложен

металлический экран; на рис. 64 показан профиль плиты.

Модельные исследования показали, что при плотине, возведенной не на полную высоту, но поперек всей долины, возможен пропуск паводка по каменной наброске, если последняя закреплена металлической сеткой, заанкеренной в каменную наброску, а также в скалу основания. Возможно дальнейшее наращивание насыпи в высокие воды при отсыпке от одного из берегов при условии сокращения прорана у другого берега.

Аналогичные модельные исследования проводились для плотины Борумба высотой 45,7 м, длиной по гребню 283,5 м с объемом кладки 402 000 м³.

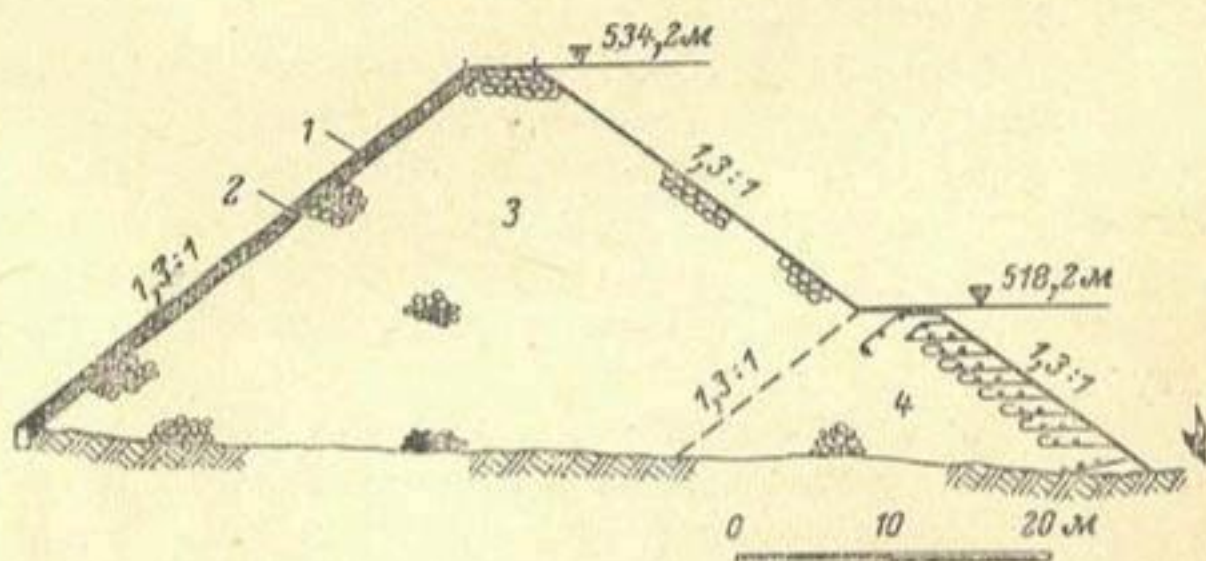


Рис. 64. Профиль плотины Сиринуму.

1 — наружный экран из гибкой стали; 2 — мелкодробленая скала;
3 — каменная наброска; 4 — каменная наброска из отобранного
каменя.

Гранулометрический состав грунта, укладываемого в плотину Сиринуму, был следующим: 10% 76—114 см; 20% 57—76 см; 40% 38—57 см и 30% 38—9,5 см. На плотине Борумба гранулометрический состав был следующим: 10% 158—183 см; 18% 107—158 см; 9,5% 80—107 см; 13% 52—80 см; 23,5% 22—52 см и 25% меньше 22 см. Модельные исследования показали возможность пропуска расхода до 2 830 м³/сек, т. е. удельный расход 10 м²/сек.

Обе плотины были испытаны и в натурных условиях. На плотине Сиринуму в период строительства прошли небольшие расходы и никаких серьезных повреждений не было. Через плотину Борумба в период строительства был пропущен расход $425 \text{ м}^3/\text{сек}$. Серьезных повреждений также не было; были лишь разорваны местами

сварные трубы металлической сетки и местами размыт низовой откос.

Проведенные модельные исследования и их сопоставление с натурными наблюдениями позволили авторам прийти к следующим выводам:

1. На основе проведения исследований на плоских и пространственных моделях могут быть выработаны необходимые мероприятия, обеспечивающие безопасный пропуск воды через частично возведенную плотину из каменной наброски.

2. Модельные исследования дают практически удовлетворительные указания о необходимом простираннии защитной металлической сетки, обеспечивающей устойчивость каменной наброски.

3. В результате модельных исследований оказывается возможным с достаточной для практики точностью установить расход, прохождение которого безопасно для каменной наброски; при этом подтверждено, что расходы, определенные на модели, несколько меньше расходов, которые можно безопасно пропускать по наброске в натуре.

4. Для прогнозирования возможного безопасного для каменной наброски расхода необходимо достаточно точно знать гранулометрический состав грунта (размеры камня) плотины.

5. Степень готовности наружного экрана мало влияет на устойчивость насыпи из каменной наброски.

6. Исследования пока не позволили выяснить все силы, действующие на защитную металлическую сетку. Для выявления этих сил необходимо проведение дальнейших исследований. В связи с этим авторы не считают возможным дать методику расчета арматуры для крепления каменной наброски.

Этот доклад показывает стремление австралийских инженеров изучить возможность пропуска воды по каменной наброске, усиленной сетками. Каменная наброска в этом случае будет работать как своеобразный огромный габион. Следует, однако, иметь в виду, что удельные расходы, пропускавшиеся по такой каменной наброске, были невелики. К сожалению, в докладе не приведены сведения об экономике этого метода. Представляется, что в некоторых случаях использование такого способа пропуска строительных расходов может быть использовано и в советской практике. Необходимо,

однако, иметь в виду, что обе австралийские плотины строились в глухих, практически ненаселенных районах и смыв плотин в период строительства никому не угрожал.

Глава седьмая

ВОЗВЕДЕНИЕ БЕТОННЫХ ПЛОТИН В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ И ПОДВОДНЫМ БЕТОНИРОВАНИЕМ

Доклад (Д-13) шведских инженеров Ф. Буо, А. Эльмрота, Г. Фристрема и С. Сальстрема посвящен исследованиям условий зимнего бетонирования. В Швеции строительство ГЭС осуществляется в значительной мере и в зимнее время. Это приводит к некоторому удорожанию строительства, но оправдывается рядом экономических и технических преимуществ.

Возведение бетонных плотин в зимнее время сокращает расходы по оплате процентов на капитал в связи с сокращением срока строительства, позволяет быстро покрывать потребность в электроэнергии, обеспечивает непрерывную работу как для рабочих, так и для строительного оборудования, позволяет вести работу в маловодное время года, т. е. при малых расходах реки.

В зимнее время в Швеции приходится укладывать бетон при температуре -25° и ниже. В этих условиях обычно бетонирование обеспечивается работой в специальных тепляках; при этом стоимость работ возрастает примерно на 20%. В последние годы были проведены исследования возможностей обеспечить зимнее бетонирование более простыми и дешевыми средствами. Эти исследования были посвящены в первую очередь установлению необходимого времени твердения бетона и определению необходимой интенсивности обогрева или теплоизоляции в различных условиях.

В шведском гидроэнергостроительстве наибольшее распространение получили бетонные конструкции умеренной массивности: контрфорсные плотины, подпорные стенки, водозаборные сооружения и водосливы. Для них обычно употребляется бетон с содержанием цемента $250-300 \text{ кг/м}^3$ и водоцементным отношением порядка 0,60. В качестве вяжущего употребляется низкотермичный портландцемент; кроме того, применяются воздухововлекающие добавки. Как правило, применяется дере-

вянная опалубка из дюймовых досок, утепляемых иногда плотной бумагой толщиной 2 мм, а иногда слоем минеральной шерсти. Перед укладкой бетона на скалу или ранее уложенный бетон последние предварительно обогреваются. Во избежание образования трещин бетон зимой укладывается при температуре смеси $+5^{\circ}\text{C}$ — $+10^{\circ}\text{C}$.

Для обеспечения нужного качества бетона необходимо, чтобы он перед замерзанием некоторое время твердел при положительной температуре. Шведские нормы 1965 г. требуют, чтобы время предварительного твердения бетона было не менее 4 дней при температуре не ниже $+5^{\circ}\text{C}$. Рекомендации RILEM требуют предварительного твердения в течение 5,5 дня при температуре $+5^{\circ}\text{C}$ применительно к бетону, приготовленному на шведском низкотермичном цементе при водоцементном отношении 0,65.

Насколько известно, эти требования не были получены в результате исследований, проведенных на бетонах, приготовленных на шведских низкотермичных цементах; поэтому были проведены специальные исследования применительно к шведским условиям. В лаборатории исследовались кубы со стороной 15 см и балочки $7,5 \times 7,5 \times 60$ см. Образцы бетонировались при температуре $+20^{\circ}\text{C}$ и затем помещались в холодильную камеру с температурой в пределах -10° ÷ -20°C на период времени от 0 до 96 ч. Затем образцы хранились во влажном состоянии при температуре $+20^{\circ}\text{C}$ и испытывались, как правило, через 91 день. Для сравнения идентичные образцы испытывались после такого же хранения, но без замораживания. Расход цемента для испытываемых образцов был 280 кг/м^3 , максимальный размер заполнителя 25—32 мм и водоцементное отношение $\sim 0,60$. Водоцементное отношение принималось несколько выше применявшегося на практике, для того чтобы иметь некоторый запас прочности. Воздухововлекающие добавки составляли 4—5% объема бетона. Исследования показали возможность сокращения времени предварительного твердения бетона.

Температурные расчеты для определения необходимой теплоизоляции базировались на дифференциальном уравнении

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = a \frac{\partial^2 t}{\partial x^2} \cdot \frac{\dot{q}}{c\gamma},$$

где a — коэффициент температуропроводности бетона;
 γ — объемный вес бетона;
 c — удельные тепловыделения бетона;
 $\dot{q}$ — разогрев цемента на единицу объема за время

$$TT = \int_0^t (\theta + 10) dt \text{ для указанной точки;}$$

t — время, ч.

Для поверхности бетона принимались следующие граничные условия:

$$\theta_1 = \theta_s = \lambda m \frac{\partial \theta}{\partial n},$$

где θ_s — температура на поверхности бетона;
 θ_1 — температура воздуха;
 λ — коэффициент теплопроводности бетона;
 m — теплосопротивление опалубки вместе с теплоизоляцией;
 n — нормаль, направленная от поверхности наружу.

На основании проведенных исследований принимались следующие значения: $\lambda = 2,1 \text{ к} \cdot \text{кал} (\text{м} \cdot \text{ч} \cdot ^\circ\text{С})$; $a = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{ч}$; $\gamma = 2250 \text{ кг/м}^3$. Принималось, что содержание цемента будет 250 кг/м^3 и температура свежеуложенного бетона $+7^\circ\text{С}$.

Теплосопротивление опалубки m может быть определено по зависимости

$$m = \frac{A (\theta_1 - \theta_2) t}{Q},$$

где A — площадь поверхности, м^2 ;
 θ — температура, $^\circ\text{С}$;
 t — время, ч;
 Q — количество тепла, ккал.

Исследования по определению теплосопротивления проводились на элементах опалубки $120 \times 150 \text{ см}$ с утеплительными покрытиями $5 \times 10 \text{ см}$ с расстоянием между ними 50 см . Некоторые результаты этих испытаний приведены в табл. 15.

Результаты лабораторных испытаний проверялись испытаниями в полевых условиях.

На основе проведенных исследований составлены графики, по которым может определяться необходимая теплоизоляция опалубки для наружных граней бетонных сооружений при различной температуре воздуха. Подобный график приведен на рис. 65.

Теплосопrotивление опалубки

Деревянная опалубка толщиной 22 мм		Теплосопrotивление	
Содержание влаги по весу, %	Дополнительная теплоизоляция	при спокойном воздухе снаружи	при интенсивном воздушном потоке, параллельном поверхности
15—18	—	0,38	0,24
55—60	—	0,32	0,21
15—18	Толстая бумага	0,50	0,36
55—60	То же	0,44	0,31
15—18	3-сантиметровый слой минеральной шерсти	0,98	0,82
55—60	То же	0,92*	0,76*

* Результаты для влажных досок получены пересчетом данных для сухих досок.

В докладе (Д-20) Х. Гренер и Н. Эдегард (Норвегия) описывают подводное бетонирование на строительстве плотины у оз. Эльвага.

При строительстве этой плотины выяснилось, что возведение ее обычным путем после осушения котлова-

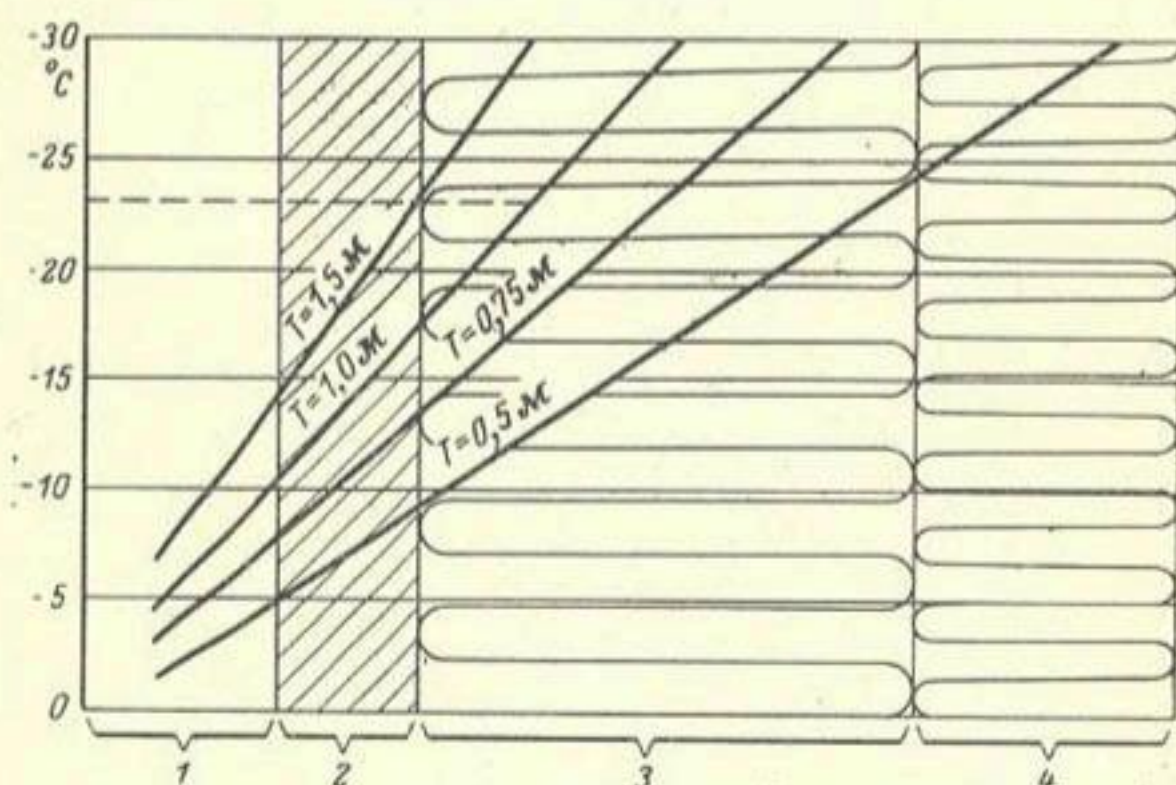


Рис. 65. Рекомендуемая теплоизоляция деревянной опалубки для боковых поверхностей бетонных стенок для различных температур воздуха.

1 — без дополнительной теплоизоляции; 2 — один слой упаковочной бумаги; 3 — 30-миллиметровый слой минеральной шерсти; 4 — два слоя по 30 мм минеральной шерсти.

на будет очень дорогим, и единственным путем не превысить смету было применение подводного бетонирования. Для бетонирования был избран метод восходящего раствора. Этот метод был выбран потому, что он позволяет вести непрерывное бетонирование при относительно простой механизации.

Заполнители готовились на месте и сортировались на фракции от 20 до 150 мм. Гранулометрический состав подбирался таким образом, чтобы раствор, необ-

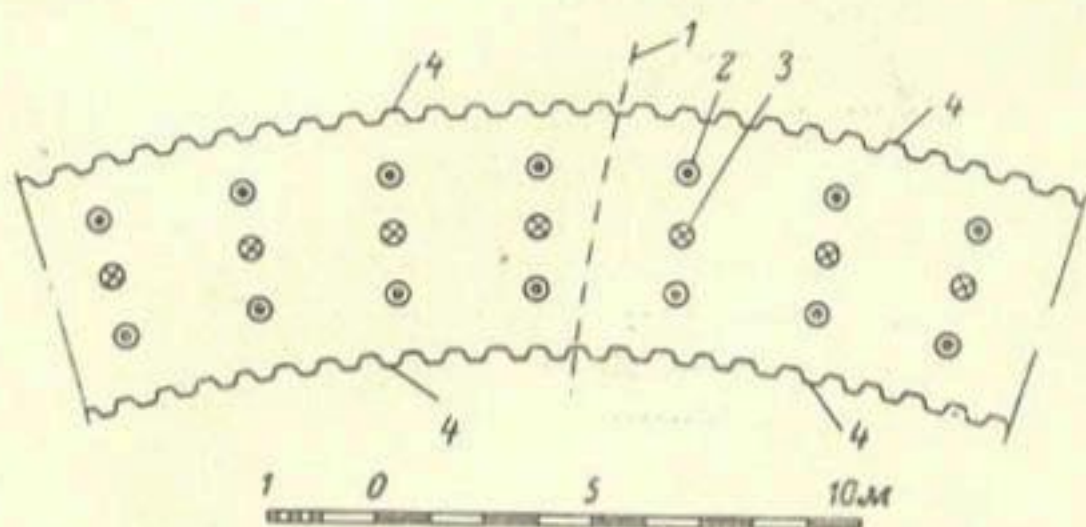


Рис. 66. Схема размещения инъекционных труб.
1 — подстилающий скальный откос; 2 — обсадные трубы диаметром 2" с инъекционными трубами диаметром 1";
3 — контрольные трубки диаметром 1 1/2"; 4 — стальная шпунтовая стенка.

ходимый для заполнения пор, составлял 40—42% смеси. Смесь заполнителей подавалась в котлован, огражденный шпунтовыми стенками. Место подачи указывалось водолазами, которые одновременно наблюдали за инспекционными и цементационными трубами. После укладки заполнителей нагнетался специально подобранный раствор. Цементационные трубы располагались на расстоянии 2 м одна от другой. Инъекция начиналась через трубы, установленные в более глубокой секции. Схема расположения труб приведена на рис. 66.

Уровень раствора проверялся каждый час, а иногда и чаще, чтобы свести к минимуму отклонение от горизонтали. Для того чтобы исключить возможность вымыва раствора, концы цементационных труб погружались не меньше чем на 1,5 м в свежееинъектированный раствор.

Всего таким образом было уложено 1 150 м³ бетона, на что потребовалось около 900 т цемента и около 7 т

различных добавок. Цементация велась непрерывно 12-часовыми сменами; на эту работу потребовалось почти 72 ч.

Бетонный завод для инъекционных работ был оборудован одной «препакт»-мешалкой, связанной с тремя низконапорными симплекс-насосами с двойным выходом; двумя коллоидными мельницами с отдельной мешалкой, соединенной с низконапорным симплекс-насосом с двойным выходом. Запасное оборудование состояло из двух коллоидных мельниц с мешалками, связанными с низконапорным симплекс-насосом.

Работы проводились строго по плану без особых затруднений. Керны, полученные из бетона, уложенного указанным выше методом, были испытаны в лаборатории и показали необходимую прочность. Опыт возведения плотины Эльвага показывает, что препакт-метод, (его иногда называют методом восходящего раствора) в ряде случаев может быть весьма эффективным при подводном бетонировании.

Глава восьмая

СТРОИТЕЛЬСТВО ПЛОТИН ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

В докладе (Д-9) Л. Бернелла описывается строительство каменнонабросных плотин в зимних условиях. В настоящее время Государственное энергетическое управление Швеции строит ряд больших плотин в северной части страны в районах, расположенных за Полярным кругом. В этих районах средняя температура января — 15°C и среднее число дней в году с отрицательной температурой 200 (с начала октября до середины апреля). Суровые климатические условия предъявляют особые требования к планированию строительных работ. При строительстве плотины Мессауре в 1958—1962 гг. был проведен первый опыт укладки местных материалов в тело плотины в зимних условиях. Опыт строительства этой плотины был использован при проектировании производства работ плотин Сейтеваре, Летси, Айяуре и Сатисяуре. В табл. 16 дана краткая характеристика этих каменнонабросных плотин.

На рис. 67 приведен профиль плотины Сейтеваре.

Название плотины	Максимальная высота, м	Суммарный объем плотины, млн. м ³	Объем каменной наброски, млн. м ³ , подлежащий укладке в течение	
			летнего сезона	зимнего сезона
Сейтеваре	105	4,9	1,8	0,6
Летси	85	2,3	0,9	0,5
Айяуре	46	0,7	0,2	0,2
Сатисяуре	30	0,6	0,2	0,1

Всего на этих четырех плотинах должно быть уложено зимой 1,4 млн. м³ наброски. В зимнее время насыпь укладывалась слоями толщиной 1,0 м и уплотнялась тяжелыми тракторами. Допустимая высота укладываемого зимой материала ограничивается 10 м. Весной насыпь обильно поливалась водой. Проведенные сравнительные испытания показали безусловные преимущества

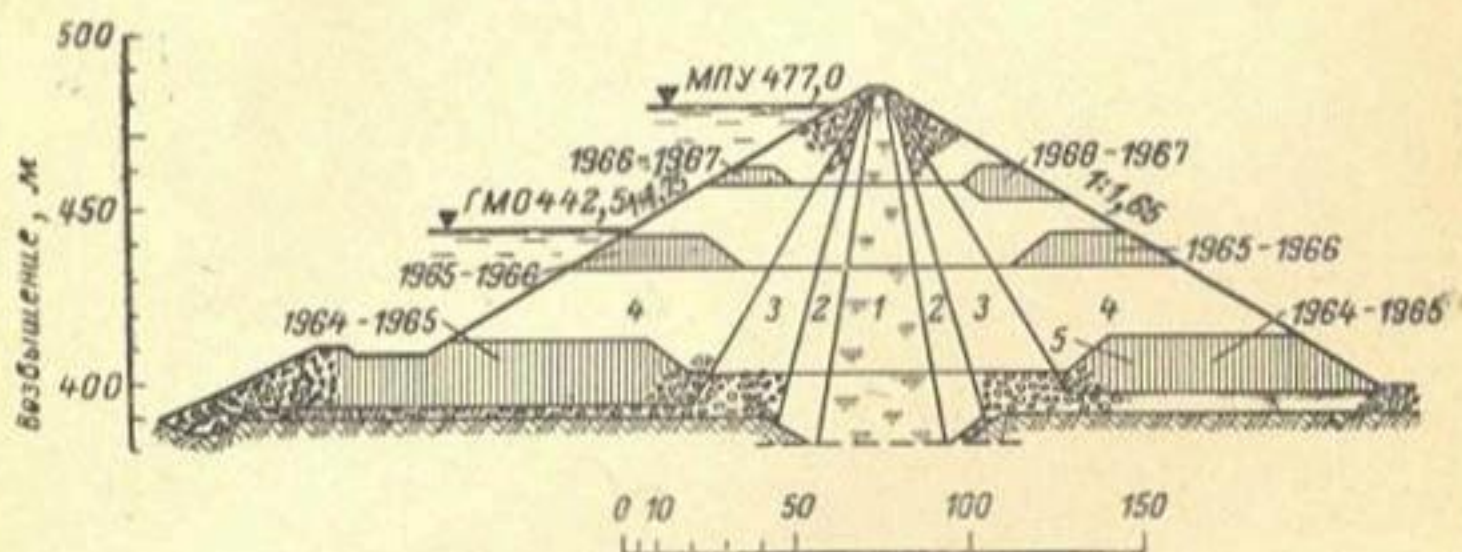


Рис. 67. Профиль плотины Сейтеваре.

1 — водонепроницаемое ядро из морены; 2 — переходные зоны — песок и гравий; 3 — фильтр, крупный гравий; 4 — каменная наброска; 5 — каменная наброска, уложенная в зимнее время.

виброкатков. Уплотненная с их помощью насыпь имела при поливе весьма незначительные осадки. Влияние полива на температурный режим насыпи исследовалось с помощью специально заложённых в плотину термометров сопротивления. Для ускорения процесса оттаивания применялись системы электрического обогрева. Расход электроэнергии на 1 м³ насыпи был в среднем равен 30 вт.

Для изучения осадок сооружения использовалась различная контрольно-измерительная аппаратура. В основном применялись два метода: гидростатическое нивелирование и исследование с использованием радиоактивных изотопов. Для гидростатического нивелирования применялась марка, показанная на рис. 68. Она состоит

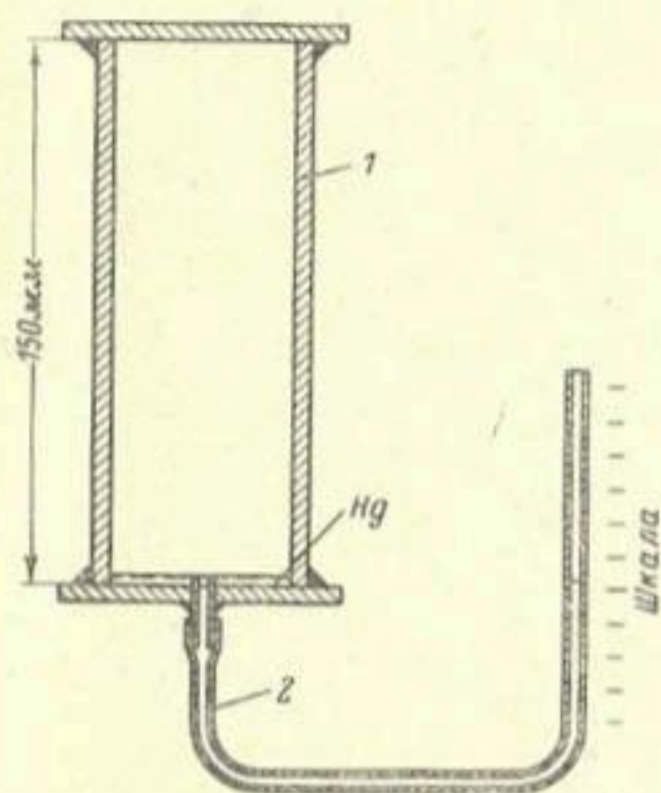


Рис. 68. Марка гидростатического нивелирования для каменной наброски.

1 — стальная труба внутренним диаметром 55 мм; 2 — пластиковая трубка внутренним диаметром 3,1 мм.

из обрезки стальной трубы диаметром 55 мм и длиной 150 мм. Труба приварена к стальной плите, в которую введена пластмассовая трубка диаметром 3,1 мм. Отсчет берется по шкале, прикрепленной к наружному концу пластмассовой трубки. Для быстрого определения осадок используется метод радиоактивных изотопов. По этому методу радиоактивный изотоп C_0^{60} помещается в

измерительной точке. Его радиация измеряется счетчиком Гейгер-Мюллера. Измерение проводится в стальной трубе, защищенной от грунта снаружи эластиковым кожухом. Отметка местоположения изотопа находится по пиковому значению интенсивности радиации. Горизонтальные смещения определялись инклинометром SGI, имеющим датчик струнного типа. Размеры датчика позволяют помещать его в той же трубе, которая используется для измерения интенсивности радиации изотопов. Проведенные исследования оседания насыпи в летнее и зимнее время показали, что нет существенной разницы в уплотнении грунта, уложенного в зимнее и летнее время. Экономические подсчеты показали, что средняя стоимость уложенного грунта за счет зимней укладки снижается на 4—5 шведских крон на 1 м³. В целом стоимость зимней укладки каменной наброски на четырех плотинах, приведенных в табл. 16, составит около 6 млн. шведских крон. Автор доклада считает, что даль-

нейшее совершенствование технологии укладки в зимнее время позволит получить еще бóльшую экономию.

Доклад (Д-10) шведских специалистов А. Лилиэберга, Ф. Дальхстедта и Х. Фагерстрема посвящен строительству земляной плотины Луоссаярви. Эта плотина была построена для осушения одного из заливов оз. Луоссаярви. Необходимость этого мероприятия диктовалась условиями эксплуатации железорудных шахт. Плотина была запроектирована высотой 15 и длиной 800 м. Предусматривалась также насосная станция производительностью 5 м³/сек. В основании плотины залегают моренные грунты, покрытые сверху слоем ила и тины. Устройство перемычек исключалось, поэтому было принято решение возводить плотину отсыпкой в воду. Ядро плотины возводилось из моренных суглинков, упорные призмы — из каменной наброски. Объем насыпи 330 000 м³ был уложен в период с лета 1958 г. по лето 1960 г. Плотина возводилась в суровых климатических условиях. Только 100 дней в году имели положительную температуру, и то только днем. Ночью и в эти дни температура снижалась до —5°C. Зимой температура снижалась до —40°C, причем температура ниже —25°C могла удерживаться несколько недель подряд. Грунт укладывался в воду бульдозерами. При этом использовался опыт строительства плотин в СССР (работы С. А. Роза, Д. М. Тартаковского, В. К. Ремизникова, И. И. Лобастова 1957 г.). Крутизна откосов определялась в пределах 0,1 : 2 до 1 : 3. Процесс укладки суглинка в воду был следующим: грунт подвозился автосамосвалами к сопрягающему устою плотины; бульдозер сталкивал отвал грунта, образуя наклонную рабочую плоскость; рабочая плоскость простиралась до уреза воды, по мере того как грунт сталкивался в воду; по мере подачи грунта бульдозерами осуществлялось распределение грунта на всю глубину; с течением времени образовался вал грунта, и рабочую плоскость приходилось поднимать, на что расходовалось известное количество грунта; по новой рабочей плоскости осуществлялось дальнейшее сталкивание грунта в воду, и циклы повторялись.

Фильтры и каменная наброска для опорных призм отсыпались со льда через проруби.

Процесс отсыпки велся круглосуточно, и поэтому грунт не успевал промерзнуть. В карьере перед погрузкой

в автосамосвалы приходилось разламывать верхнюю смерзшуюся корку грунта.

Известные трудности возникли в связи с замерзанием воды в озере. Толщина льда достигала 0,6 м. Лед распиливался и затапливался под нетронутые ледяные поля. Майна поддерживалась подачей сжатого воздуха и гидромониторами.

За укладкой проводился систематический контроль. Изучались гранулометрический состав, объемный вес в сухом и водонасыщенном состоянии, влажность, степень уплотнения и т. п. Все исследования проводились на образцах, получаемых бурением из насыпи. Отсыпка проводилась пионерным способом с двух концов. Проверка показала, что содержание воды в суглинке не превышало 10—12%; объемный вес грунта плотины в сухом состоянии составлял 2,0—2,1 т/м³. Коэффициент фильтрации находился в пределах от 10^{-7} до 10^{-8} м/сек. Под ядром была забита шпунтовая стенка. Состояние контакта между ядром и шпунтовой стенкой было обследовано в специально вырытых шурфах. Избыточное поровое давление было обнаружено только на глубине 12 м от гребня. Суммарные осадки не превышали 1% высоты плотины.

Этот доклад интересен не только как информация о возведении земляной плотины в суровых климатических условиях отсыпкой грунта в воду, но также как иллюстрация использования в Швеции опыта советских специалистов.

Доклад (Д-30) Е. Нейхаузера и В. Вееснака посвящен отсыпке наружных призм каменнонабросной плотины Гепатч в зимнее время.

Укладка наружных призм каменнонабросной плотины Гепатч высотой 153 м и объемом 7,1 млн. м³ должна была проводиться в течение 4 лет и закончиться в 1965 г. Объем этих наружных призм 4,5 млн. м³. Трудности вскрытия карьера Ферзсти, расположенного в труднодоступной горной местности, нарушили календарный план строительства, в связи с чем было принято решение укладывать наброску в эти призмы и в зимнее время. В долине Каунер (место строительства плотины) количество осадков относительно невелико (1000 мм в год). Карьерный материал укладывался двухметровыми слоями и уплотнялся виброкатком весом 8,5 т

(вибрационное давление 28 тс). Мелкие частицы в карьерной смеси составляли менее 10% общего объема.

Для укладки зимой 1962/1963 г. были утверждены следующие требования:

Снежный покров должен быть удален перед расчисткой карты укладки. Прослой снега между крупными камнями могут оставаться. Следует также попытаться оттаять остатки снега с помощью добавки соли.

Поверхность замерзающего слоя, на который должна производиться укладка камня, следует взрыхлить на глубину порядка 10—20 см. Смерзшиеся комья должны быть разбиты грейдерами. В случае необходимости может производиться повторное рыхление.

Камень должен укладываться слоями, имеющими уклон 10% в сторону ядра.

Площадки для укладки должны быть как можно меньшими, а укладка последующих слоев должна производиться как можно быстрее.

В том случае, когда ожидается выпадение осадков, взрыхленная поверхность должна быть вновь уплотнена. Смерзшийся и неукатанный материал должен быть удален перед укладкой последующего слоя.

По контакту плотины со склонами должен убираться только растительный слой. Нет необходимости удалять промерзший подпочвенный слой. При появлении выхода грунтовых вод на откосе необходимо проведение специальных мероприятий.

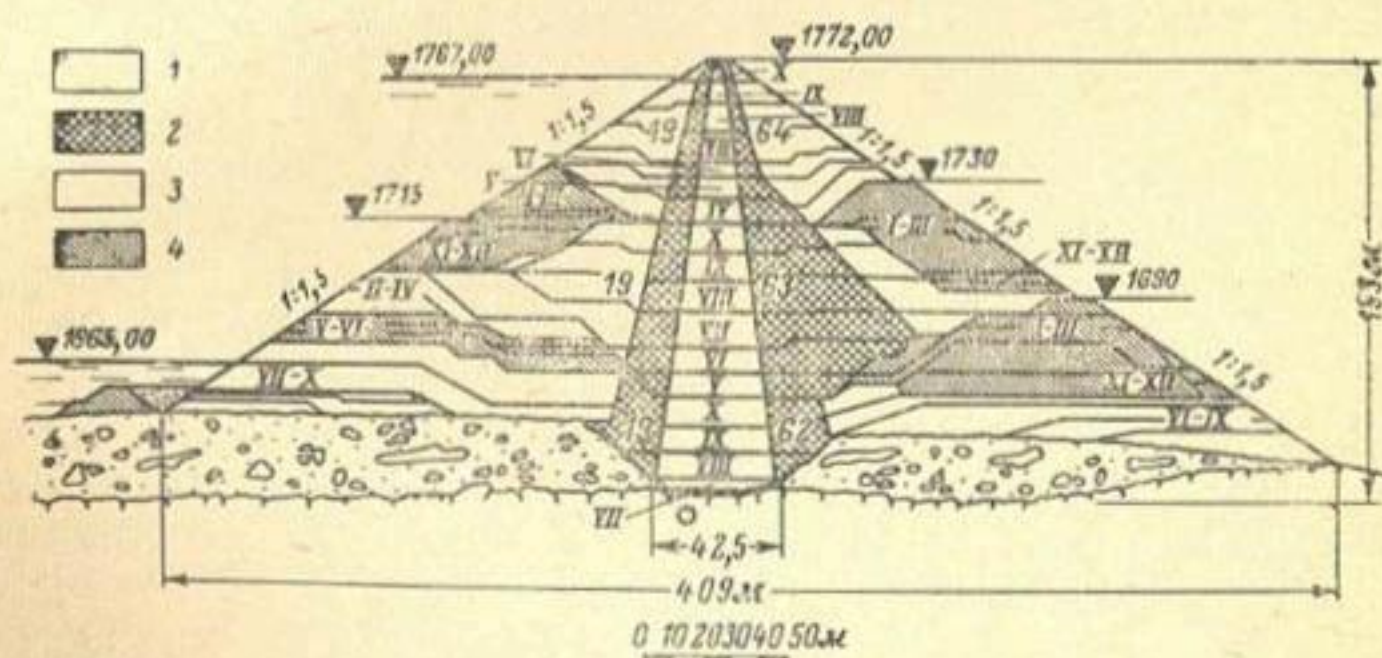


Рис. 69. Плотина Гепатч.

Профиль плотины с указанием месячных объемов укладки. 1 — ядро; 2 — переходные призмы; 3 — наружные призмы, летняя укладка; 4 — то же, зимняя укладка.

С соблюдением этих требований 399 000 м³ карьерной смеси было уложено в наружные призмы в течение 96 рабочих дней в период с 1.11.1962 г. по 31.3.1963 г. В среднем в день укладывалось 4 100 м³. Места укладки грунта показаны на рис. 69.

Опыт укладки камня зимой 1962/63 г. показал следующее:

В зимнее время необходимо проводить по возможности непрерывную укладку днем и ночью. В противном случае будут возникать дополнительные трудности и расходы, связанные с простоем оборудования, эксплуатацией дорог и уборкой снега (в случае снегопада во время перерыва в работах).

Применение соли оказалось весьма эффективным. Оно дало возможность оттаивать снег при отрицательных температурах.

Тщательный уход за дорогами в период строительства является важнейшим условием, обеспечивающим успех зимней укладки каменной наброски. Благоприятные дорожные условия (уклон не более 10%) обеспечивался применением соли и регулярным использованием грейдеров.

Рыхление замерзших поверхностей оказалось возможным только с помощью тяжелых рыхлителей. Рыхление поверхности дорог было возможно только с помощью взрывных работ.

Перерывы в укладке имели место лишь при сильных снегопадах, главным образом из-за трудностей транспортировки. Опыт зимних работ 1962—1963 гг. был настолько положительным, что подрядчик по собственной воле решил проводить укладку и зимой 1963/64 г. Учет опыта работ зимой 1962/63 г. позволил проводить эти работы в последующем году более организованно. В период с 1.11.1963 г. по 31.3.1964 г. было уложено 999 400 м³ за 126 рабочих дней. Средняя укладка за сутки в этот период была 7 900 м³, т. е. почти в 2 раза больше, чем в предыдущую зиму. Максимальная суточная укладка была 11 800 м³. Месячные объемы кладки практически достигли месячных объемов кладки в летний период (за исключением августа 1963 г., когда среднесуточная кладка составила 9 700 м³). Влияние температуры воздуха на интенсивность укладки не было обнаружено.

В первую зиму было израсходовано 62 т соли, а во вторую 177 т; в обоих случаях главным образом для эксплуатации строительных дорожных путей. Не подтвердились также опасения, что повысится засоленность грунтовых вод. Проведенный химический анализ уловил лишь следы соли.

Детальные измерения осадок также не обнаружили неблагоприятных последствий зимней укладки.

Проведение работ в зимний период дало большую экономию за счет обеспечения непрерывности ведения работ, сокращения сроков строительства, сохранения постоянного состава рабочих и лучшего использования строительного оборудования. Опыт зимнего строительства с применением в широких масштабах соли представляет безусловный интерес для советских специалистов.

Глава девятая

НЕКОТОРЫЕ ДРУГИЕ ВОПРОСЫ, СВЯЗАННЫЕ СО СТРОИТЕЛЬСТВОМ И ЭКСПЛУАТАЦИЕЙ ПЛОТИН В НЕБЛАГОПРИЯТНЫХ УСЛОВИЯХ

Доклад (Д-29) Г. В. Кенига посвящен описанию повреждений плотины Зорпе в результате вибраций, вызванных бомбардировкой в 1943 г. и ремонтным работам на этой плотине.

В 1943 г. плотина Зорпе дважды подверглась интенсивной бомбардировке, получив при этом 11 прямых попаданий бомбами весом до 6 т. На плотине образовались воронки глубиной до 11 и диаметром до 30 м. Несмотря на большие повреждения, прорыва воды через плотину не было, так как своевременно был сброшен уровень воды в водохранилище.

Бомбы, попавшие в плотину, были замедленного действия. При их взрыве в плотине возникли интенсивные колебания, в результате чего как в плотине, так и в основании появились трещины и увеличилась фильтрация. Дополнительные повреждения, связанные с усилившейся фильтрацией, проявились позднее. В период войны и сразу же после ее окончания не было возможности опорожнить водохранилище и исследовать состояние плотины. Поэтому ограничились лишь ликвидацией поверхностных разрушений. Только в 1956 г., когда было

построено водохранилище Хенне, можно было провести исследование состояния плотины. Ремонтные работы были выполнены в 1958—1960 гг.

Плотина Зорпе была построена в 1929—1934 гг. Плотина земляная высотой 69 м, длиной 700 м и максимальной шириной по основанию 307 м. Профиль плотины приведен на рис. 70. Посредине плотины вдоль ее оси было устроено суглинистое ядро, подпираемое бе-

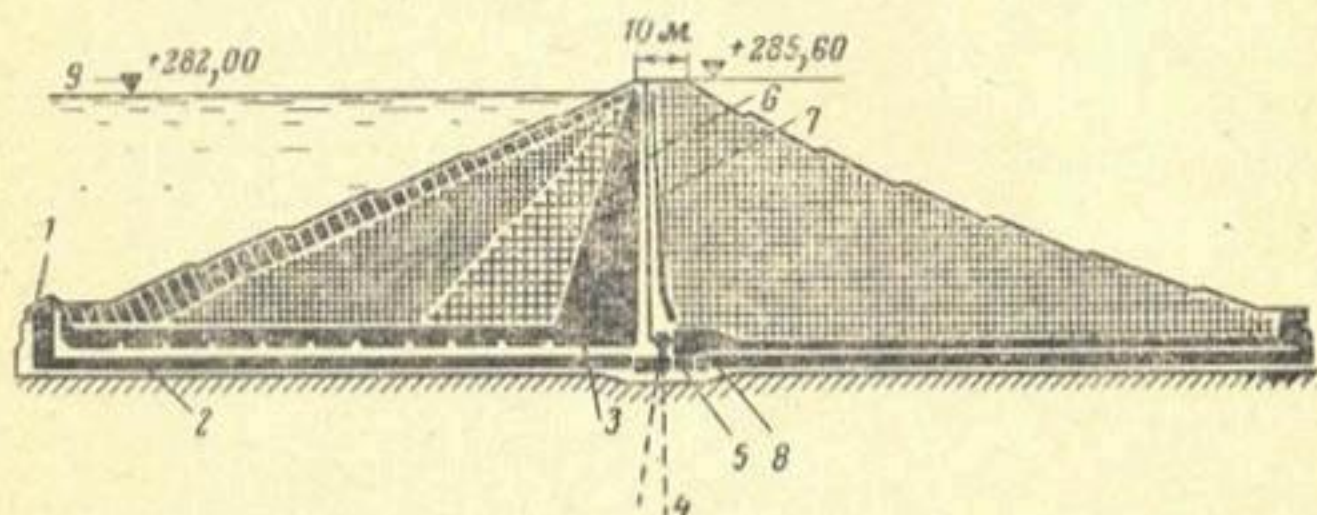


Рис. 70. Первоначальный профиль плотины Зорпе.

1 — экран; 2 — галерея донного водоспуска; 3 — ядро из суглинка с небольшими камнями; 4 — цементационная завеса (первоначальная); 5 — затворы; 6 — дренажные трубы; 7 — бетонная диафрагма; 8 — инспекционная галерея (потерна); 9 — суглинистое ядро.

тонной диафрагмой. Упорная низовая призма отсыпана из гальки. В основании диафрагмы устроена потерна. Для наблюдения за состоянием плотины в бетонном ядре был установлен ряд дренажно-наблюдательных скважин. В левом примыкании плотины имелся донный водоспуск, позволяющий опорожнить водохранилище, выполненный в виде бетонного туннеля в верховой призме плотины и расширяющийся воронкообразно на участке низовой призмы. В теле плотины проложены две стальные трубы внутренним диаметром 1 м, оборудованные клапанным и цилиндрическим затворами.

В 1951 г. внезапно был обнаружен прорыв воды в потерну бетонной диафрагмы; расход этот возрос с 40 до 180 л/сек. Вода проникла в потерну через трещины, вызванные последствиями бомбардировки под напором. Весьма настораживало, что вода выносила глину из ядра. В период 1951—1952 гг. были проведены аварийные работы, которые сводились к цементации основания. В результате удалось понизить фильтрационный расход до 40—50 л/сек, однако вынос глины продолжал-

ся. Максимальный объем выноса был $34 \text{ см}^3/\text{л}$. Видимо, в результате выноса произошли значительные просадки в плотине. Перед опорожнением водохранилища в конце 1958 г. просадки над донным водоспуском составили 1,4 м.

Для разработки ремонтных мероприятий необходимо было провести обширные исследования при почти полном водохранилище. Опорожнить водохранилище еще было нельзя. Эти исследования можно было провести только из потерны в диафрагме. На участке донных водоспусков в зоне контакта глинистого ядра и диа-

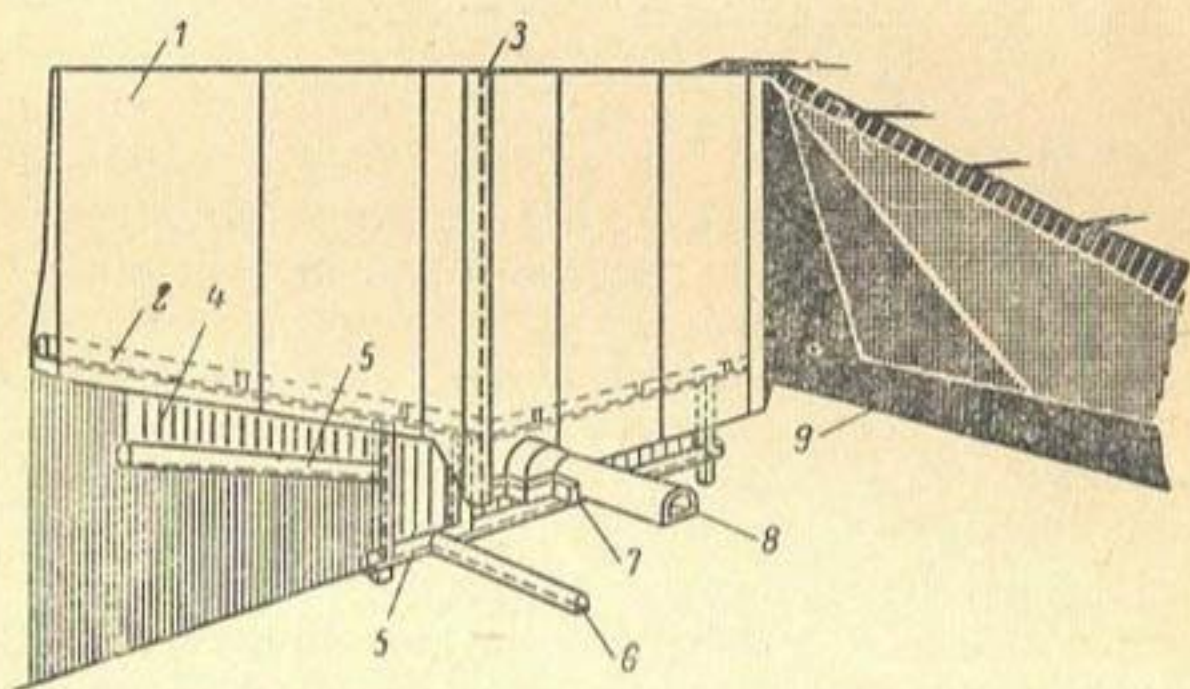


Рис. 71. Шахты и галереи для исследования и проведения ремонтных работ на плотине Зорпе.

1 — бетонная диафрагма; 2 — инспекционная галерея; 3 — исследовательская шахта в суглинистом ядре; 4 — бетонная стенка (возведенная позднее); 5 — туннель для исследования основания; 6 — поперечный туннель; 7 — туннель для исследования плотины вдоль донного водоспуска; 8 — донный водоспуск; 9 — суглинистое ядро.

фрагмы был пробурен ряд скважин. При этом были обнаружены интенсивные поступления воды под напором. Расходы фильтрующей воды измерялись, а ее пути прослеживались цветовым способом. Хотя было пробурено значительное количество скважин, полную картину повреждений составить не удалось, и поэтому пришлось пройти специальную шахту в глинистом ядре до ее основания. После того как оказалось возможным опорожнение водохранилища, из нижнего конца шахты был пройден туннель в сторону донного водоспуска (рис. 71) длиной 12 м.

Проведенные исследования показали, что до глубины около 42 м от гребня состояние ядра и диафрагмы было гораздо лучше, чем ожидалось. Ниже этой глубины в ядре был обнаружен ряд трещин, большей частью горизонтальных или слабо наклонных с раскрытием у верховой стороны до 10 см. В суглинистом ядре были обнаружены поврежденные участки, где глина была почти полностью вымыта и оставался только гравийный скелетный материал. Эти участки простирались до донного водоспуска и имели толщину до 40—50 см. Донный водоспуск удалось обследовать только в январе 1959 г., когда было полностью опорожнено водохранилище. В нем были обнаружены трещины с раскрытием порядка 2 см. Через эти трещины вода поступала под напором в ядро. Перед проходкой инспекционной шахты и туннеля была проведена опытная цементация цементно-глинистыми суспензиями, которая подтвердила возможность восстановления противofильтрационных свойств ядра. После окончания исследований шахта и туннель были тщательно заполнены глиной, после чего контактные зоны были процемментированы указанными выше суспензиями.

В 1958 и 1959 гг. еще две шахты были пройдены с напорного откоса к участку поврежденного ядра. Было установлено, что здесь вынос частиц также был интенсивен, и ядро было процемментировано теми же суспензиями.

Наибольшие трудности представляло изучение основания плотины. На участке донного водосброса в основании залегали слои серой вакки и глинистых сланцев, часто перемежающихся друг с другом. Пробуренные в большом количестве скважины позволили установить, что основание на этом участке также было существенно повреждено в результате взрывов; это же подтвердили исследования в специально пройденных штольнях общей длиной около 150 м.

При определении состава ремонтных работ исходили из принципа, что для такого ответственного сооружения, как плотина Зорпе высотой около 70 м, нельзя ограничиться ликвидацией только обнаруженных дефектов, необходимо обеспечить полное восстановление плотины, обеспечивающее ее надежную работу в течение ряда последующих десятилетий.

Галерея донного водоспуска была полностью перестроена. Стальной трубопровод диаметром 1400 мм был установлен в бетонном туннеле выше диафрагмы, а остающееся пространство в туннеле было заполнено бетоном. Изучение основания показало, что имеющихся сведений недостаточно для выработки надежных ремонтных мероприятий. В связи с этим были проведены дополнительные исследования. Как выяснилось, залегание пород в правом берегу долины было более или менее равномерным; зато на левом берегу имели место многочисленные тектонические нарушения, увеличившиеся в результате взрывов. Этот участок был весьма чувствителен к фильтрационным процессам и легко подвергался суффозии. Это было единственным объяснением значительных повреждений основания водой, фильтрующей из донного водоспуска.

В первую очередь примерно по оси плотины под ядром была выполнена однорядная цементационная завеса с площадью поверхности 21 000 м². Первоначально расстояние между скважинами принималось 5 м. Затем бурился ряд скважин между ними, т. е. интервал между скважинами стал 2,5 м. На тех участках, где поглощение было более 2 л/мин на 1 м, при давлении 5 ат закладывалась третья серия скважин и интервал между скважинами становился 1,25 м. Нарушенная скала между основанием диафрагмы и устроенной смотровой потерной убиралась и заменялась бетоном.

Для предотвращения поступления грунтовых вод в глиняное ядро перед завесой из новой инспекционной галереи была устроена горизонтальная цементационная завеса в виде ряда веерообразно расходящихся скважин. Общая площадь завесы 5 000 м². Между этой завесой и основанием устроен дренаж. Исследования показали, что восстановить плотность глиняного ядра невозможно. Цементация бетонной диафрагмы толщиной понизу 4 м и поверху 1,25 м была весьма сложной. Она проводилась из потерны вверх и с гребня вниз; расстояния между скважинами были 2,6 и 1,3 м. Состав цементно-глинистой суспензии подбирался на основе лабораторных исследований. Последующее контрольное бурение показало, что большой объем инъецируемой суспензии заполнил пространство между глиняным ядром и диафрагмой, создав местами прослой толщиной до 20 см.

Постоянный контроль за работой осуществлялся с помощью контрольно-измерительных скважин общей длиной 2774 м, пробуренных в завесе. Кроме того, 1520 м скважин было пройдено в ядре перед завесой.

В результате всех проведенных мероприятий фильтрационный расход составил всего лишь 8 л/сек. До повреждения плотин этот расход был равен 20 л/сек. Наблюдения в течение 6 лет подтвердили стабильную работу противофильтрационных устройств плотины.

Изучение причин и характера разрушений на плотине Зорпе, а также опыт проведения ремонтных работ позволили автору доклада сделать следующие выводы:

1. Интенсивность колебаний, вызванных взрывом, определить не удалось. Известно, однако, что аналогичные взрывы на плотине Мэне в 1943 г. были зарегистрированы сейсмической обсерваторией в г. Геттингене, находящейся на расстоянии 150 км. По-видимому, интенсивность колебаний была значительной.

2. Следует избегать негибких конструкций при строительстве плотин, которые могут быть подвержены сейсмическим или им подобным нагрузкам. Лучше всего проектировать конструкции с необходимым числом осадочных швов, допускающих значительные подвижки.

3. Представляется, что такие плотины должны быть запроектированы таким образом, чтобы были обеспечены постоянный контроль за их работой и возможность проведения эффективных ремонтных работ. Практически в плотине должно быть предусмотрено необходимое количество галерей и шахт, из которых можно было бы проводить работы по повышению водонепроницаемости плотин.

4. Опыт ремонта плотины Зорпе показывает правильность принципа нежелательности устройства в теле земляной плотины водопропускных сооружений. При неизбежности их устройства металлические трубопроводы таких водоспусков должны устанавливаться в железобетонных галереях со свободным доступом к ним. Конструкции водоспусков должны допускать подвижки. Как галерея, так и сами водоспуски должны быть оборудованы с верховой стороны затворами.

5. Желательно в первую очередь для земляных плотин предусмотреть такие размеры водосбросных устройств, которые бы обеспечили возможность быстрой

сработки уровня водохранилища до отметок ниже горизонта мертвого объема.

6. В плотинах с глинистыми ядрами фильтры за ядром должны быть рассчитаны на недопущение суффозии даже при наличии трещин в ядре.

7. Опыт проведения ремонтных работ на плотине Зорпе подтвердил возможность восстановления монолитности сильно поврежденных плотин путем инъекции соответствующим образом подобранных суспензий без замены больших объемов тела плотины.

Доклад (Д-24) К. А. Мальцева и М. Б. Гинзбурга посвящен влиянию напряженного состояния бетона на долговечность бетонных плотин, возводимых в суровых климатических условиях.

Детальные исследования поведения бетона на большом числе бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений в натуральных условиях в районах с разным климатом показали, что разрушения бетона на поверхности сооружения начинается в зоне переменных уровней воды. Интенсивность разрушения тем выше, чем ниже качество бетона и чем чаще меняется уровень воды. В мягком или мягко умеренном климате при отсутствии суровой зимы разрушения бетона неглубоки и носят чисто поверхностный характер. В районах же с суровой зимой на Урале, в Сибири такие разрушения развиваются быстро и требуют проведения ремонтных мероприятий.

Наблюдения показали, что нет оснований опасаться разрушения бетона в результате фильтрации воды через бетон. При этом имеется в виду, что речная вода редко бывает очень агрессивной. Авторам неизвестны случаи

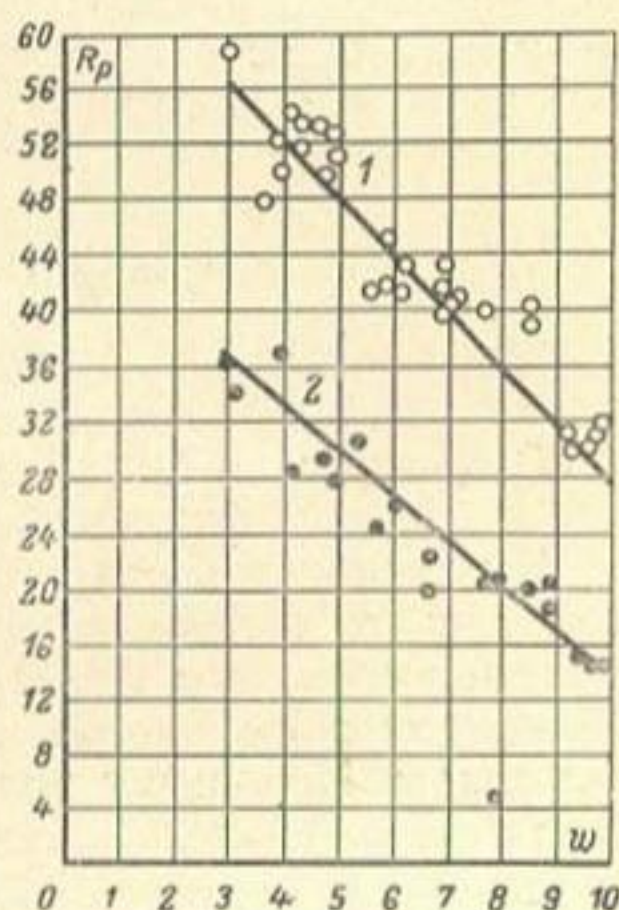


Рис. 72. Зависимость прочности от влажности во время испытаний образцов.

1 — бетонный образец в возрасте 1 года; 2 — то же 1 мес.

серьезного повреждения бетона под действием фильтрации.

Совершенно другая картина наблюдается в том случае, если бетонная конструкция сильно напряжена. В этом случае, особенно при частых сменах уровней в зимнее время, появляется ряд трещин. Вода проникает в эти трещины и замерзает в них после временного снижения уровня. Замерзание и оттаивание происходят циклически, и, как показали наблюдения, начинается интенсивное разрушение бетона. Необходимо отметить, что в том же сооружении вне зоны переменных уровней никаких повреждений бетона не было обнаружено.

Вообще говоря, чем выше содержание воды в бетоне, тем ниже его прочность, так как с повышением содержания воды в общем случае зависимость прочности бетона от его влажности в период проведения эксперимента можно принять линейной (рис. 72):

$$\eta = \frac{R_{\text{вл}}}{R_{\text{сух}}} = 1 + \frac{w - w_0}{a},$$

где $R_{\text{вл}}$ — прочность влажного бетона при влажности w (в процентах по весу);

$R_{\text{сух}}$ — прочность сухого бетона при влажности w_0 ;
 a — коэффициент размягчения бетона.

Интенсивность разрушения бетона в сооружении зависит от его водонасыщения, т. е. от его проницаемости. Предположим, что фильтрация в бетоне происходит по цилиндрическим капиллярам или щелевидным микротрещинам. Используя уравнение движения вязкой жидкости, можно вывести зависимость

$$-u = \frac{r^2 - \mu^2}{4\eta} \cdot \frac{\partial P}{\partial x},$$

где u — интенсивность фильтрации в капилляре;

μ — расстояние от центральной оси капилляра до рассматриваемой частицы жидкости;

r — радиус капилляра;

η — динамическая вязкость жидкости.

Для щелевидной трещины аналогично

$$-u = \frac{d^2 - \mu^2}{2\eta} \cdot \frac{\partial P}{\partial x},$$

где d — половина ширины трещины.

Если предположить, что при напряжении бетона изменяется геометрия путей фильтрации, то приведенные

уравнения интенсивности фильтрации примут вид

$$-u_{\text{ср}} = \frac{\rho^2}{8\eta} \cdot \frac{\partial P}{\partial x} \left[1 + \frac{\varepsilon(1-\mu)}{\beta} \right]^2;$$

$$-u_{\text{ср}} = \frac{d^2}{3\eta} \cdot \frac{\partial P}{\partial x} \left[1 + \frac{\varepsilon(1-\mu)}{\beta} \right]^3,$$

где ε — относительная деформация растяжения;

μ — коэффициент Пуассона для бетона;

β — отношение площади путей фильтрации (капилляров или трещин) ко всей площади (изменяется в процессе деформируемости материала).

Коэффициент фильтрации обычно определяется из уравнения

$$u = \frac{k}{\gamma} \cdot \frac{\partial P}{\partial x}.$$

Приравняв выражения в трех последних уравнениях и пренебрегая величиной $\varepsilon(1-\mu)$, можно получить выражения для коэффициента фильтрации k как для случая капиллярных ходов, так и для случая щелевидных трещин:

$$k = \frac{\beta\gamma}{8\eta} \rho^2 \left[1 + \frac{\varepsilon(1-\mu)}{\beta} \right]^2;$$

$$k = \frac{\beta\gamma}{3\eta} d^2 \left[1 + \frac{\varepsilon(1-\mu)}{\beta} \right]^3.$$

Специально проведенные исследования показали, что прочность бетона зависит от напряженного состояния. К. А. Мальцев предложил табл. 17, выражающую предельную прочность в долях прочности при осевом растяжении.

В заключение авторы указывают на необходимость избегать применения, особенно в суровых климатических условиях, растянутых конструкций. По-видимому, в суровых климатических условиях следует избегать применения тонкостенных гидротехнических сооружений.

Доклад (Д-32) югославского специалиста Б. Райчевича посвящен строительству плотин под водой и в неблагоприятных условиях. В этом докладе рассматривается строительство двух плотин из местных материалов отсыпкой в воду, одна из которых — в районе с интенсивным развитием карста. Схема использования р. Гор-

**Зависимость предельной прочности бетона
от прочности при осевом растяжении**

Вид напряженного состояния	Общие выражения для подсчета напряжений в начале разрушения в долях $R_{\text{раз}}^{\text{нач}}$	Напряжения в начале разрушения в долях осевой прочности на растяжение
Осевое растяжение	$\sigma_2 = \sigma_3 = 0; \sigma = R_{\text{раз}} = \frac{\lambda}{\beta}$	1,0
Осевое сжатие	$\sigma_2 = \sigma_3 = 0; -\sigma_1 = -R_{\text{кр}} = \frac{\lambda}{\alpha}$	4,0
Двухосное растяжение	$\sigma_3 = 0; \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\lambda}{2\gamma}$	1,0
Двухосное сжатие	$\sigma_3 = 0; -\sigma_1 = -\sigma_2 = \frac{\lambda}{6}$	4,0
Трехосное растяжение	$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{2}{3}$	1,34
Трехосное сжатие	$-\sigma_1 = -\sigma_2 = -\sigma_3 = \rightarrow \infty$	—

ная Зета предусматривает строительство пяти плотин. Горная Зета берет свое начало на отметке ~ 650 м; ее годовой сток ~ 1 км³. Долина реки сложена известняками. На участке длиной около 2 км река течет под землей и выходит на поверхность в виде большого источника. Годовое количество осадков в бассейне реки 2500—3000 мм. Схема предусматривает строительство вначале плотины Сливье. Плотина Вертач высотой

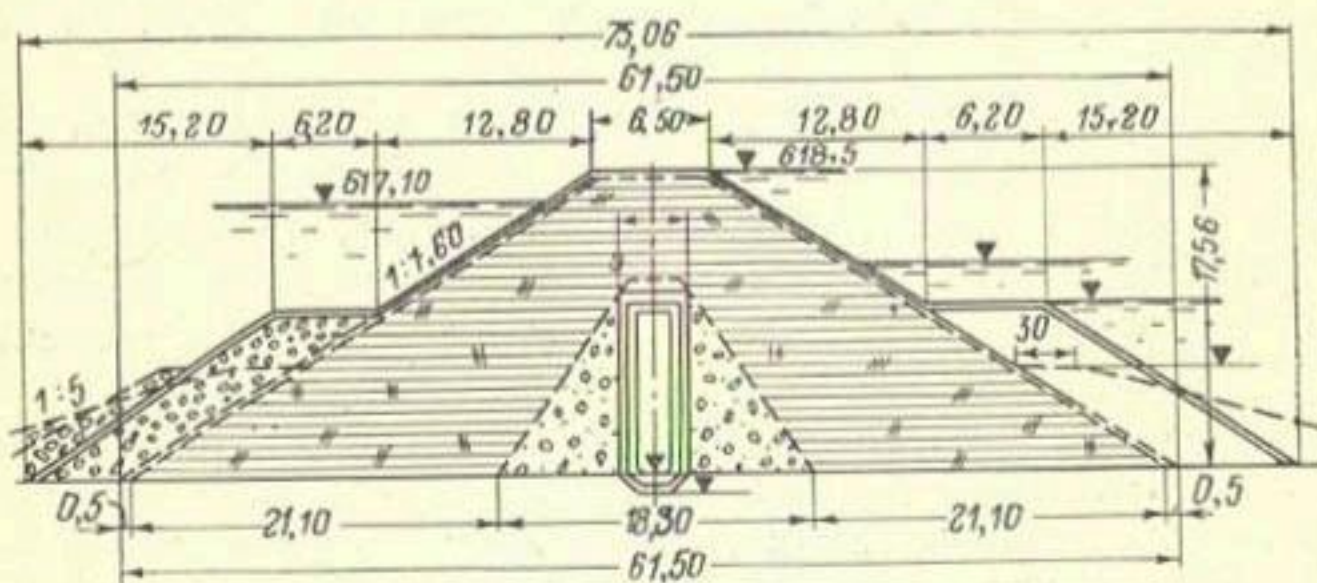


Рис. 73. Улучшенный типовой профиль плотины Вертач.

17,5 м имеет своеобразный типовой профиль (рис. 73). Тело плотины отсыпается из глины (тяжелые суглинки). Верховой и низовой откосы 1:1,6; ширина по гребню 5,5. Оба откоса укрепляются каменной отмосткой толщиной 0,35—0,50 м. В центральной части плотины предусматривается дренажная галерея, обсыпанная песчаными фильтровыми призмами, имеющими наружный откос 0,7. Работы проводились в следующем порядке: сначала отсыпались боковые призмы из крупного гравия и гальки, затем между ними укладывался глини-

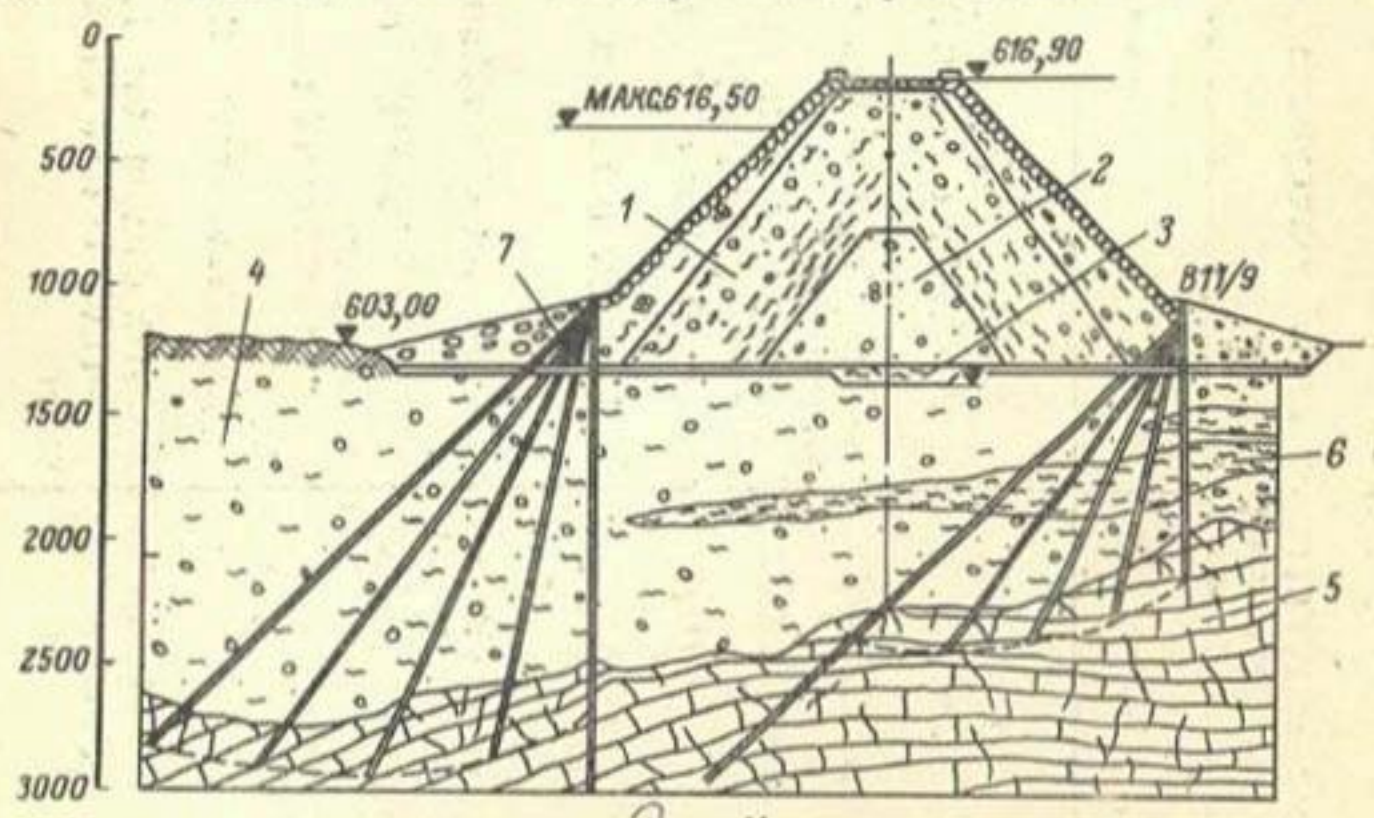


Рис. 74. Мероприятия по уплотнению основания плотины.

стый материал, включающий гальку и булыжник. В центральной части укладывались песок и гравий, образующие центральный дренаж. Для укатки использовались катки с шипами типа «овечьих хвостов».

Основанием плотины служат аллювиальные грунты, которые укрепляются цементацией с использованием цементно-глинистых суспензий. При этом происходит заполнение карстовых воронок, имеющих в коренных породах. Цементация проводилась под давлением $2,2 \text{ кгс/см}^2$ ярусами высотой 2,0 м. Цементационные скважины бурились с поверхности банкетов у обеих пят плотины. Все исследования проводились в полевых условиях. Эксплуатация показала прекрасное состояние зацементированного основания. Схема цементации основания под плотиной Вертач показана на рис. 74.

Перечень докладов, представленных по вопросу 35 на IX Международном конгрессе
по большим плотинам

№ доклада	Автор	Страна	Название доклада
Д-1	Tadashi Hatanō	Japan	Aseismic design criteria for arch dams in Japan
Д-2	Fusayoshi Kawakami, Akie Asada, Eije Ganagisawa	Japan	Behaviour of an earth dam during earthquake
Д-3	J. D. Eldridge	Great Britain	The seismic design of earth dams of the Mangla project
Д-4	R. G. Lane	Great Britain	Temporary dam construction under water and overtopped by floods
Д-5	S. G. Elliot, S. E. H. Ford, I. Oules	Great Britain	Construction of the Plower Cove Dam
Д-6	Shunzo Okamoto, Choshiro Tamuro, Katsuyuki Kato, Michiko Otawa	Japan	Dynamic behaviour of earth dam during earthquake
Д-7	R. Dungar, R. T. Savern, P. R. Taylor	Great Britain	The effect of earthquakes on arch dams
Д-8	Zdenek Bazant	Czechoslovakia	Dynamic stability of saturated sand in subsoil beneath dams
Д-9	L. Bernell	Sweden	Construction of rockfill dams under winter condition
Д-10	A. Lilieberg, F. Dahlstedt, H. Fagerstrom	Sweden	Loussjarvi earth fill dam
Д-11	E. Arhippainen	Finland	Earth dam of the Ila-Tuloma Hydro-Plant
Д-12	G. Pira, L. Bernell	Sweden	Iarkvissle dam an earthfill dam founded under water

№ доклада	Автор	Страна	Название доклада
Д-13	F. Bu. A. Flemroth, G. Fristrom, S. Sällström	Sweden	Some investigation concerning winter concreting: Required insulation and prehardening time for concrete with lowheat cement
Д-14	Merlin D. Copen	U. S. A.	Selection of design criteria for concrete dams subjected to seismic action
Д-15	A. A. Stone, E. S. Smith	U. S. A.	Practical application of dynamic criteria to seismic analysis of earth dams
Д-16	Alfred R. Golze, H. Bolton Seed, Bernard B. Gordon	U. S. A.	Earthquake resistant design of Oroville Dam
Д-17	Angel Garcia Yagne	Espagne	Fondement des regles Espagnoles sur la resistance aux seismes en relation avec les grands barrages
Д-18	Orhan M. Ural	Turkey	Design and construction of earthquake resistant dams in Turkey
Д-19	A. D. Sparks	South Africa	The sloughing, overtopping and reinforcement of Rockfill and earth dams
Д-20	Chr. F. Gröner, N. Ödegard	Norway	Description of underwater dam concreting at Lake Elvaga, Norway
Д-21	W. D. Liam Finn	Canada	Behaviour of earth dams during earthquake

№ доклада	Автор	Страна	Название доклада
Д-22	H. Q. Golder, D. I. Bazett	Canada	On earth dam built by damping Through water
Д-23	S. C. V. Medvedev, A. P. Sinitsyn	U. S. S. R.	Seismic resistance criteria for earthfill dams
Д-24	M. B. Ginsburg, C. A. Maltsov	U. S. S. R.	Effect of the stressed condition on the durability of concrete dams erected under severe climatic conditions
Д-25	M. A. Hacar	Espagne	Caracteristiques particuliere et circonstances a considerer dans les projets des barrages soumis a des actions seismiques. Calculs approximatifs
Д-26	G. Oberti, E. Lauletta	Italy	Structural models for the study of dam earthquake resistance
Д-27	M. C. Chaturvedi, B. K. Sharma	India	Earthquake considerations in earthdam design
Д-28	M. G. Speedie, I. F. Tadjell, S. R. Carr	Australia	Use of hydraulic models in planing diversion through rockfill
Д-29	Hans Werner Koenig	German Federal Republic	Damage of the Sorpe Dam by vibrations and repair work
Д-30	E. Neuhauser, W. Wessiah	Austria	Placing the shell zones of the Gepatsch rockfill dam in winter
Д-31	Shah Nawaz Khan, Wasif Ahmad Siddiqui	Pakistan	The design criteria adopted for Tarbela Dam situated in seismic zone
Д-32	M. B. Rajcevic	Yougoslavie	Barrage de Vrtac. Construction des barrages dans l'eau et dans les situations exceptionnelles

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие	3
-----------------------	---

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

Строительство больших плотин в сейсмических районах

Глава первая. Общие вопросы и нормы проектирования сейсмостойких плотин	5
Глава вторая. Расчет сейсмостойкости бетонных арочных плотин	20
Глава третья. Расчет сейсмостойкости плотин из местных материалов	48
Глава четвертая. Опыт проектирования сейсмостойких плотин из местных материалов	83
Глава пятая. Натурные исследования колебаний плотин при землетрясениях	107

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

Строительство и эксплуатация плотин в неблагоприятных условиях

Глава шестая. Возведение плотин из местных материалов отсыпкой в воду и при допущении перелива через каменную наброску в период строительства	126
Глава седьмая. Возведение бетонных плотин в зимнее время и подводным бетонированием	143
Глава восьмая. Строительство плотин из местных материалов в зимнее время	148
Глава девятая. Некоторые другие вопросы, связанные со строительством и эксплуатацией плотин в неблагоприятных условиях	155
Приложение. Перечень докладов, представленных по вопросу 35 на IX Международном конгрессе по большим плотинам	166