

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

Ордена Трудового Красного Знамени Среднеазиатский
научно-исследовательский институт Ирригации им. В. Д. Журина
„С А Н И И Р И“

ТРУДЫ САНИИРИ

выпуск 129

Антифильтрационные мероприятия, строительные свойства
грунтов, сборные конструкции

Ташкент—1971

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

Ордена Трудового Красного Знамени Среднеазиатский
научно-исследовательский институт Ирригации им. В. Д. Журина
САНИИРИ

ТРУДЫ САНИИРИ

выпуск 129

антифильтрационные мероприятия, строительные свойства
грунтов, сборные конструкции

В сборнике излагаются основные результаты научной деятельности института в области фильтрации; предлагаются новые антифильтрационные мероприятия; исследуется возможность применения новых смешанных строительных материалов как цементогрунтовых смесей, полимербетонов, бетонов из мелкозернистых песков для ирригационного строительства. В книге дается анализ строительных материалов, используемых в строительстве древних гидротехнических сооружений, прочность которых испытана временем.

Сборник предназначен для научных работников, преподавателей, инженеров-проектировщиков, строителей и эксплуатационников, работающих в области гидротехники и мелиорации.

Редакционная коллегия

Ф. Н. Наджимов (отв. ред.), Р. А. Алимов, Х. А. Аскарлов, К. И. Белоцерковский, Г. Г. Валентины, И. И. Горошков, А. А. Кадыров, С. И. Кеберле, Н. Т. Лактаев, В. С. Лапшенков, А. М. Мухамедов, У. Ю. Пулатов, (зам. отв. ред.), А. А. Рачинский (зам. отв. ред.); И. Б. Хамадов, Х. И. Якубов.

ИССЛЕДОВАНИЯ ЛАБОРАТОРИИ ФИЛЬТРАЦИИ САНИИРИ

Фильтрационная лаборатория САНИИРИ была создана заново в 1953 г.

В первые годы в лаборатории фильтрации проводили фильтрационные исследования многих строящихся сооружений по заказам проектных и строительных организаций. Благодаря этим хозяйственным средствам были заложены основы методологии фильтрационных исследований и оснащены необходимым современным оборудованием, которое в дальнейшем пополнялось.

Долгое время фильтрационная лаборатория САНИИРИ была единственной, а в настоящее время — наиболее оснащенная и квалифицированная в республиках Средней Азии.

Новые лаборатории в проектных организациях и институтах пользуются для своего оснащения чертежами оборудования и консультациями нашей лаборатории.

Помимо системы фильтрационных труб, установок ЭГДА и грунтовых лотков, запроектированных и устроенных с учетом исследований последнего времени и современной техники наблюдений, лаборатория получила после объединения институтов САНИИРИ и ИВПиГ в 1960 г. интегратор Лукьянова, который был нами смонтирован и пущен в работу, а в 1966 и 1968 гг. были приобретены две каротажные станции для полевых наблюдений за фильтрационным режимом в плотинах водохранилищ.

Однако лаборатория еще не имеет электроинтегратора, который является более совершенной установкой по сравнению с неудобным в эксплуатации гидроинтегратором Лукьянова.

Вплоть до 1960 г. лаборатория существовала в основном за счет хозяйственных средств. К этому времени были подвергнуты фильтрационным исследованиям Ортотокойская плотина, Чардаринская ГЭС, Учкурганская ГЭС, плотины Ташкепринского, Тедженского, Сары-Язинского водохранилищ, Головная ГЭС, плотина Хачин Чайского водохранилища в Азербайджане,

дамбы Навоийской ГРЭС, Казалинский, Тахияташский гидроузлы, сбросы и водовыпуски из Каракумского канала, перепады, быстротоки и другие типовые сооружения на оросительной сети, также изучалась фильтрационная устойчивость натуральных грунтов с подбором к ним обратных фильтров.

В процессе исследований узлов отдельных сооружений стало ясно, что обычно принятое в литературе и в проектировании двумерное решение задач фильтрации приводит к большим искажениям, ввиду неучета пространственного характера движения фильтрационного потока. Например, давление на флутбет в низовой части отдельных сооружений, с учетом пространственности, получается в 3-4 раза больше, чем в двумерных решениях.

В этот период произошли авария на крупных сооружениях в Туркмении (Теджен, сброс Сары-Язирского водохранилища), Таджикистане (Перепадная ГЭС), связанные с нарушением фильтрационной устойчивости их оснований или неучетом пространственности потока.

Исследования и обобщения накопленного опыта по вопросам фильтрации ведутся в следующих основных направлениях.

I. Выработка научно обоснованных указаний по фильтрационному расчету ирригационных сооружений на основе законов пространственной фильтрации, правильно отражающих картину подземного потока в районе этих сооружений.

Для наиболее распространенных видов сооружений: водовыпусков из каналов и водохранилищ, перепадов-быстротоков и акведуков и консолей разработаны и опубликованы в 1963 г. "Технические указания для фильтрационного расчета сооружений на оросительной сети", расположенных на однородном основании, включающие рекомендации по устройству дренажей для разгрузки давления в нижних бьефах.

В настоящее время завершается такая же работа для случаев с широко распространенным в Средней Азии двухслойным основанием с любым соотношением коэффициентов фильтрации слоев.

П. Изучение фильтрационной устойчивости местных малосвязных и весьма суффозионных грунтов, часто встречающихся в руслах и долинах наших рек, основания и подбор для них надежных фильтров. Пласт такого грунта расположен в основании плотины Каркиданского водохранилища, на которой после ее постройки и наполнения водохранилища были обнаружены серьезные фильтрационные деформации.

Существующие нормы ВОДГЕО и ВНИИГ основаны на изучении несвязных и связных грунтов. Наши же малосвязные грунты, хотя и имеют значительное число пластичности, отличаются слабой фильтрационной устойчивостью и подобрать для них надежные фильтры очень трудно.

Отсутствие надежных рекомендаций по проектированию фильтров к малосвязным грунтам заставляет проектировщиков обращаться в нашу лабораторию, в которой выполнено, например, проектирование переходного слоя для ядра Ахангаранской плотины на р.Ангрен, для Джизакской, Тахиаташской, Навоийской и других плотин, а также фильтры к горизонтальному мелиоративному дренажу. Для каждого изученного объекта даны конкретные рекомендации, принятые производством. В ходе строительства с изменением условий менялся материал для фильтра, и лаборатория проводила дополнительные исследования.

Накопление опыта и специальные исследования в этой области создали возможность лаборатории подготовить проекты технических указаний по фильтрационным расчетам и проектированию обратных фильтров для дренажей сооружений, в основании которых встречаются малосвязные грунты. Результаты, достигнутые в этой области, имеют важное значение для конструирования надежного и устойчивого горизонтального дренажа в мелиорации.

Новое направление работ лаборатории, начатое недавно, представляет собой попытку решения задач мелиоративного характера: изучение региональной фильтрации в отдельных регионах республики и их фрагментах (Голодная степь, Зарафшанская долина, Кувинский район). Решение региональных за-

дач фильтрации производится методом ЭГДА, разработанным В.И.Аравиным и Н.И.Дружининым.

Отдельным видом работ являются натурные исследования, проводимые по заданию Министерства УзССР на Каркиданской и Южно-Сурханской плотинах. На Каркиданском водохранилище за 4 года выявлены причины суффозионных явлений, образования провальных воронок, даны конкретные рекомендации по их устранению, перестроен дренаж. Картина фильтрации по Южно-Сурханскому объекту также выяснилась и были даны необходимые рекомендации.

В этом направлении помимо обобщения натуральных наблюдений каротажные станции проводили и ведут геофизические исследования; в начальный период эти работы велись совместно с геофизиками из Московского Государственного университета им.М.В.Ломоносова.

Кроме этого лаборатория проводит исследования проектируемых и строящихся крупных гидротехнических сооружений, таких как Ахангаранская плотина, Тахиаташский гидроузел, плотина Бадамского водохранилища, а также по горизонтальному дренажу. Для решения вопросов, поставленных по Тахиаташскому гидроузелу, соорудили специальную установку.

Важное значение имеют теоретические исследования по неустановившейся фильтрации, выполненные в лаборатории с помощью интегратора Лукьянова. На этом приборе решались задачи неустановившейся фильтрации в теле земляных плотин.

Работа водохранилищ ирригационного значения отличается большими колебаниями уровня воды, поэтому реальные кривые депрессии в плотинах залегают значительно ниже их предельного положения, что может быть учтено в практике проектирования при установлении профиля плотины.

В лаборатории завершена работа в виде диссертации, в которой решались задачи по фильтрации из каналов с учетом испарения.

Сотрудник лаборатории А.А.Жимский подготовил работы по обобщению опыта ирригационного строительства, им на-

писана и издана монография "Водозаборные плотины на реках Средней Азии" и готовится к печати "Конструкция ирригационных сооружений на каналах Средней Азии и за рубежом".

Лаборатория за свое существование составила 69 научно-технических отчетов, из них 35 – по заданию производства. Результаты работ лаборатории, обычно, регулярно публикуются и докладываются на координационных совещаниях соответствующего профиля. Координация фильтрационных исследований ведется на всесоюзных координационных совещаниях в Ленинграде во ВНИИГ, заседающих ежегодно.

Всего лабораторией опубликовано 54 печатных работы, ниже приведены наиболее важные из них.

Данный обзор охватывает работу лаборатории до 1969 г. включительно. Последующие исследования намечается вести в следующих основных направлениях, имеющих актуальное значение для ирригационной гидротехники и мелиорации в современных условиях:

1) исследование работы и подбор конструкций фильтров и дренажных устройств для малосвязных суффозионных грунтов, наиболее типичных для условий Средней Азии;

2) разработка методов и решение конкретных задач режима грунтовых вод и его динамики методами региональной фильтрации;

3) решение текущих прикладных задач для производства, в частности, натурные наблюдения за работой плотины Южно-Сурханского водохранилища и завершение проекта технических указаний по фильтрационным расчетам ирригационных сооружений на многослойном основании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цветкова Н.А. Фильтрация в основании перепадов-быстро-токов. Труды САНИИРИ, вып.93, Ташкент, 1957.
2. Цветкова Н.А. Фильтрационные исследования сопрягающего сооружения монолитной конструкции на сбросах Кара-Кумского канала, Бюллетень научно-технической информации № 3, САНИИРИ, Ташкент, 1959.
3. Цветкова Н.А. Фильтрация в основании водовыпусков у каналов и водохранилищ, Труды САНИИРИ, вып.105, Ташкент, 1960.
4. Теплицкий И.С. К вопросу о расчете неустановившейся фильтрации, описываемой уравнением Бусинеска, Труды САНИИРИ, вып.105, Ташкент, 1960.
5. Теплицкий И.С. Неустановившаяся фильтрация из водоема через наклонный береговой откос, Труды САНИИРИ, вып.105, Ташкент, 1960.
6. Адылов А.А. Определение естественных ресурсов подземных вод Голодной степи методом ЭГДА, Известия ВНИИГ, т.70, 1962.
7. Цветкова Н.А. Технические указания для фильтрационного расчета сооружений на оросительной сети (проект), Вопросы гидротехники, Изд-во АН УзССР, вып.11, Ташкент, 1963.
8. Цветкова Н.А. Режим наносов реки Аму-Дарья, Вопросы гидротехники, Изд-во АН УзССР, вып.13, Ташкент, 1963.
9. Цветкова Н.А. Фильтрационный режим в плотинах Тедженского и Ташкепринского водохранилищ, Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып.9, ВНИИГ, 1964.
10. Адылов А.А. Исследование движения подземного потока на больших территориях на примере междуречья Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи, Вопросы гидротехники, Изд-во АН УзССР, вып.26, Ташкент, 1964.

11. Ходжаев К.Х. Одномерный гидравлический поток грунтовых вод с учетом испарения, Труды молодых ученых САНИИВПиГ, Ташкент, 1964.
12. Цветкова Н.А. Фильтры из пористого бетона для оснований из мелких заиленных песков и супесей, Вопросы гидротехники, Изд-во АН УзССР, вып.27, Ташкент, 1965.
13. Дядик А.А. (соавтор Островский). Устойчивость закрытого горизонтального дренажа в Голодной степи, Гидротехника и мелиорация, № 6, 1966.
14. Горюнов С.М. Расчет пространственной фильтрации в разнородном основании водовыпусков из водохранилищ, Автореферат диссертации, Ташкент, 1966.
15. Жимский А.А. Водозаборные плотины на реках Средней Азии, Монография, Изд-во АН УзССР, Ташкент, 1966.
16. Ходжаев К.С. Об одном способе расчета фильтрации из канала при наличии испарения с поверхности грунтовых вод, Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып.25, ВНИИТ, 1966.
17. Горюнов С.М. Исследование фильтрации в основании водовыпусков из водохранилищ, Труды САНИИРИ, вып.129, Ташкент, 1970.
18. Горюнов С.М. Экспериментально-номографический расчет фильтрации в разнородном основании водовыпусков из водохранилищ, Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.
19. Цветкова Н.А. Минеральные стекловолокнистые материалы в обратных фильтрах дренажей гидротехнических сооружений, Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.
20. Цветкова Н.А. Фильтрационные исследования плотины Каркиданского водохранилища, Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

21. Адылов А.А. Исследование региональной фильтрации Зарафшанской долины методом ЭГДА, Бюллетень научно-технической информации, № 6, САНИИРИ, Ташкент, 1968.
22. Ходжаев И.С. Вопросы неустановившейся фильтрации из каналов с учетом испарений с поверхности грунтовых вод, питающихся из каналов, Бюллетень научно-технической информации, № 6, САНИИРИ, Ташкент, 1968.

О ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ БАРХАННОГО ПЕСКА В КАЧЕСТВЕ ФИЛЬТРОВОЙ ОБСЫПКИ ДРЕН

Важнейшим элементом мелиоративного строительства является прокладка закрытого горизонтального дренажа, успешная работа которого возможна лишь при обеспечении фильтрационной устойчивости дренируемых грунтов и фильтров, а также при надлежащей конструкции дренажной трубы.

Механическая суффозия — опасное явление, в результате которого могут быть выведены из строя мелиоративные и гидротехнические сооружения. Средством для защиты от нее и повышения фильтрационной устойчивости грунтов служат обратные фильтры.

Вопросам борьбы с механической суффозией, проектированию и подбору обратных фильтров посвящен ряд статей и инструкций.

На основе большого опытного материала А.Н.Патрашевым и Г.Х.Праведным во ВНИИГ им.Веденеева издана "Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений". Впервые получены теоретические разработки по следующим вопросам: определение суффозионности грунтов, формулы для подбора гранулометрического состава обратного фильтра к дренируемым грунтам, расчет о возможности применения естественного карьерного материала в качестве обратного фильтра.

В качестве материала для обратного фильтра авторами исследовались естественные и искусственные грунты с $d_i > 1$ мм; в качестве дренируемых грунтов — глины, суглинки с числом пластичности $W_p > 7$ и крупнозернистые пески. Слабосвязные грунты — супеси ($W_p < 7$) в указанной работе предлагается рассчитывать как несвязные.

Большие пространства Средней Азии в районах прокладки закрытого горизонтального дренажа заняты барханными песками. Ввиду этого обратные фильтры из барханного песка были бы экономически наиболее выгодными. Барханные грунты

относятся к среднезернистым пескам с диаметром части $d_i < 1$ мм. Коэффициент неоднородности $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2,5 \div 5$, частицы округлой формы.

Дренируемые грунты на глубине прокладки горизонтального дренажа в ряде районов — мелкопесчаные сильно-заиленные и мелкозернистые пески и супеси. По фильтрационной устойчивости они существенно отличаются от крупнозернистых песков.

Изучение фильтрационной устойчивости типичных для этих условий дренируемых грунтов и возможность использования в качестве обратных фильтров к ним барханного песка и явилось задачей настоящих исследований.

Опыты проводились с грунтами, привезенными с территории совхоза "Кырк-Кыз" Турткульского района КК АССР.

Было исследовано 9 проб песков, 3 пробы супеси, I проба суглинка. Гранулометрический состав исследованных грунтов представлен на рис. I.

Пески резко отличаются друг от друга по цвету (от светло-оранжевого до темно-коричневого), запыленности, гранулометрическому составу и удельному весу. По минералогическому составу зерен пески относятся к кварцево-полевошпатым.

Супеси сероватого цвета с числом пластичности $W_p = 3 \div 6$, у суглинка $W_p = 8,4 \div 8,6$.

Фильтрационная устойчивость грунтов, совместная работа грунтов с фильтрами изучалась в фильтрационных трубах из оргстекла.

Опыты проводились с плотностью $\gamma = 1,5 \div 1,6$ т/м³ при различном направлении движения воды (табл. I).

В результате выяснилось, что с увеличением плотности фильтрационная устойчивость грунтов увеличивается; грунты выдерживают большую величину критического градиента при движении воды сверху вниз, чем снизу вверх.

По фильтрационной устойчивости грунты резко отличаются друг от друга ($\gamma_{кр} = 1,4 \div 9$), коэффициент фильтрации $K_{\phi} = 0,000015 \div 0,0015$ см/сек. Причем, чем меньше

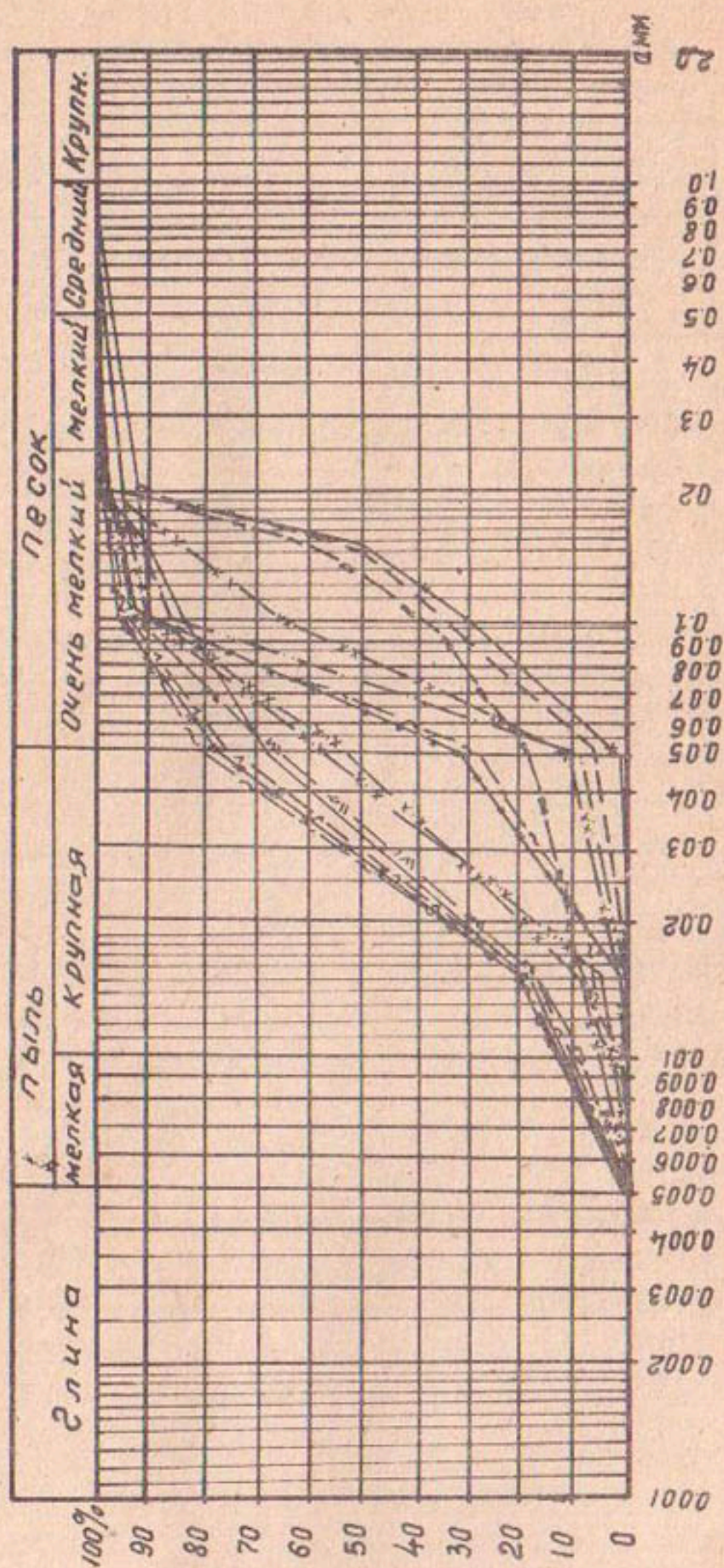


Рис. 1. Гранулометрический состав грунтов совхоза "Князь-кызы" Турткульского района КК АССР.

Таблица I

Сводная таблица результатов исследований
грунтов и фильтров за 1969 г.

№ грун- та	γ : т/м ³	Напорный градиент: выпора	Кэф. филь- трации, : см/сек	$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	Пластич- ность
Фильтрационная устойчивость дренируемых грунтов					
6	1,5 1,6	0,947 1,490	2,480 7,24	0,00035 0,00017	1,57 -
7	1,5 1,6	0,814 2,88	7,17 7,423	0,00004 0,000017	4,0 -
8	1,5 1,6	1,360 1,694	2,360 6,53	0,0008 0,00031	2,25 -
9	1,5 1,6		4,599 5,5	0,000040 0,000017	4,19 -
10	1,5 1,6	1,38	8,4 5,3	0,0002 0,00012	3,40 -
11	1,5 1,6	1,041 1,255	1,40 2,653	0,002 0,0009	9,38 -
12	1,5 1,6	1,94 2,70	4,915 5,497	0,00013 0,00009	3,75 -
13	1,5 1,6	1,57 2,487	4,327 9,281	0,00007 0,00004	3,25 -
I	1,6		6,0	0,000002	4,21 8,2+8,4
15	1,5 1,4		8,1 7,4	0,00004 0,00002	4,51 5,9-6,8
16	1,5	1,25	3,2	0,00003- +0,00005	3,73 3,4-4,6
18	1,5 1,6	2,75	5,9 5,4	0,00002 0,000003	4,46 4,0+5,4

Фильтрационная устойчивость барханного песка-фильтра

Бар- хан. пе- сок	1,5	0,621	1,023	0,004	
	1,6	0,942	1,971	0,002	2,58

количество пылеватых частиц ($d_i < 0,05$ мм), тем меньший критический напорный градиент выдерживает грунт.

Все суффозионные пески, содержащие количество пылеватых частиц от $0,9 \div 17,5\%$ в грунте при плотности $\gamma = 1,5$ т/м³, выдерживают напорные градиенты значительно меньшие, чем максимально возможные в придренной зоне

$J_{\text{макс}} = 2,75 \div 3$. По расчету "Инструкции" ВНИИГ эти грунты относятся к суффозионным.

Следовательно, для успешной работы дренажа необходим надежный обратный фильтр.

В качестве фильтра мы рассматривали барханный песок.

Результаты исследований барханного песка показали, что закономерности их фильтрационных свойств те же, что и для дренируемых грунтов.

Опыты по совместному изучению дренируемых грунтов с фильтром из барханного песка были проведены с шестью пробами грунтов в двух повторностях (табл.2).

Лабораторные исследования совместной работы заполненных мелкозернистых песков, супеси, суглинка с барханным песком показали возможность использования его в качестве обратного фильтра.

При этом напорный градиент, достигая в дренируемом грунте значительной величины, в фильтре оказывался незначительным. Коэффициент фильтрации грунтов в опытах оставался без изменения, а коэффициент запаса на масштабный эффект $\beta = 2 \div 3$.

Однако при совместной работе мелкозернистых песков (грунт 4, II) с барханными оба слоя грунта работали как один, так как коэффициенты фильтрации их близки. Из этого можно заключить, что барханный песок не может служить обратным фильтром для мелкозернистых песков (рис.2 а,б).

Критический напорный градиент $J_{\text{кр}} = 2,6$ меньше, чем максимально возможный градиент в придренной зоне ($J = 2,75 \div 3$).

Таблица 2

Совместное изучение дренируемых грунтов
с барханным песком

Грунт	γ т/м ³	Характеристика дренируемого грунта при отдельн. изучении			Характеристика дренажа при совместном изучении			W_p
		$\gamma_{кр}$	K см/сек	$\sigma_{кр}$	$\gamma_{накс}$	$K_{ф}$ см/сек		
Грунт I + барх.песок	1,6 1,6	6,0 1,9		> 9,0	9,0 0,55	0,00007 0,002	8,2-8,4	
Грунт 7 + барх.песок	1,6 1,6	7,423 1,9	0,000017	> 9,0	9,0 1,2	0,000017 0,0015		
Грунт 8 + барх.песок	1,6 1,6	6,53 1,9	0,00031	> 6,4	6,4 0,64	0,00031 0,002		
Грунт II + барх.песок	1,6 1,6	2,65 1,9	0,0009	2,6	3,5 3,4	0,0012 0,0015		
Грунт 15 + барх.песок	1,5 1,6	8,1 1,9		> 8,0	8,0 0,16	0,00002 -0,002	5,9-6,8	
Грунт 16 + барх.песок	1,5 1,6	3,2 1,9	0,00003	5,5	7,2 0,95	0,00003- 0,00005	3,4-4,6	

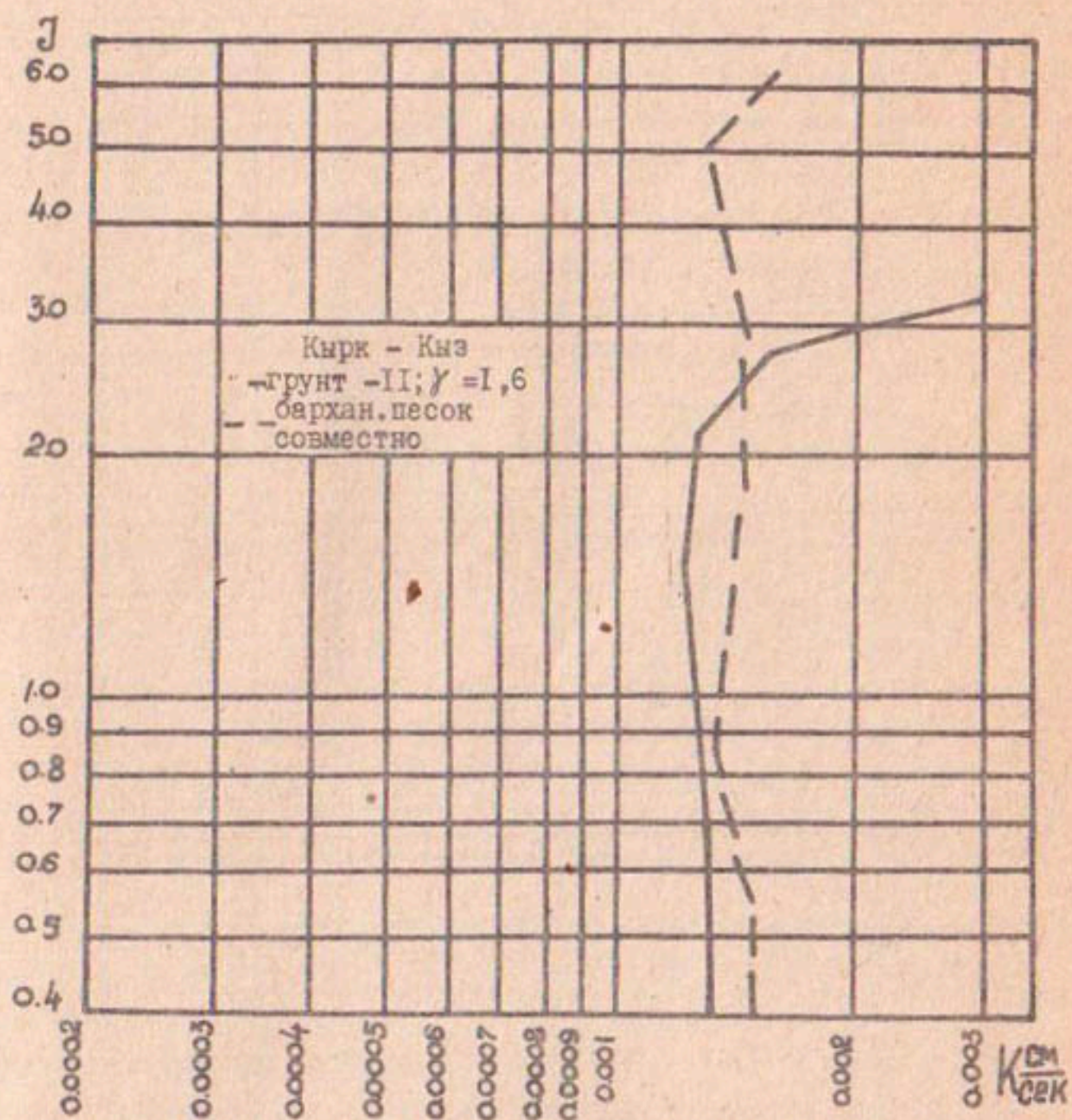


Рис. 2а. Графики зависимости коэффициента фильтрации (а) от напорного градиента.

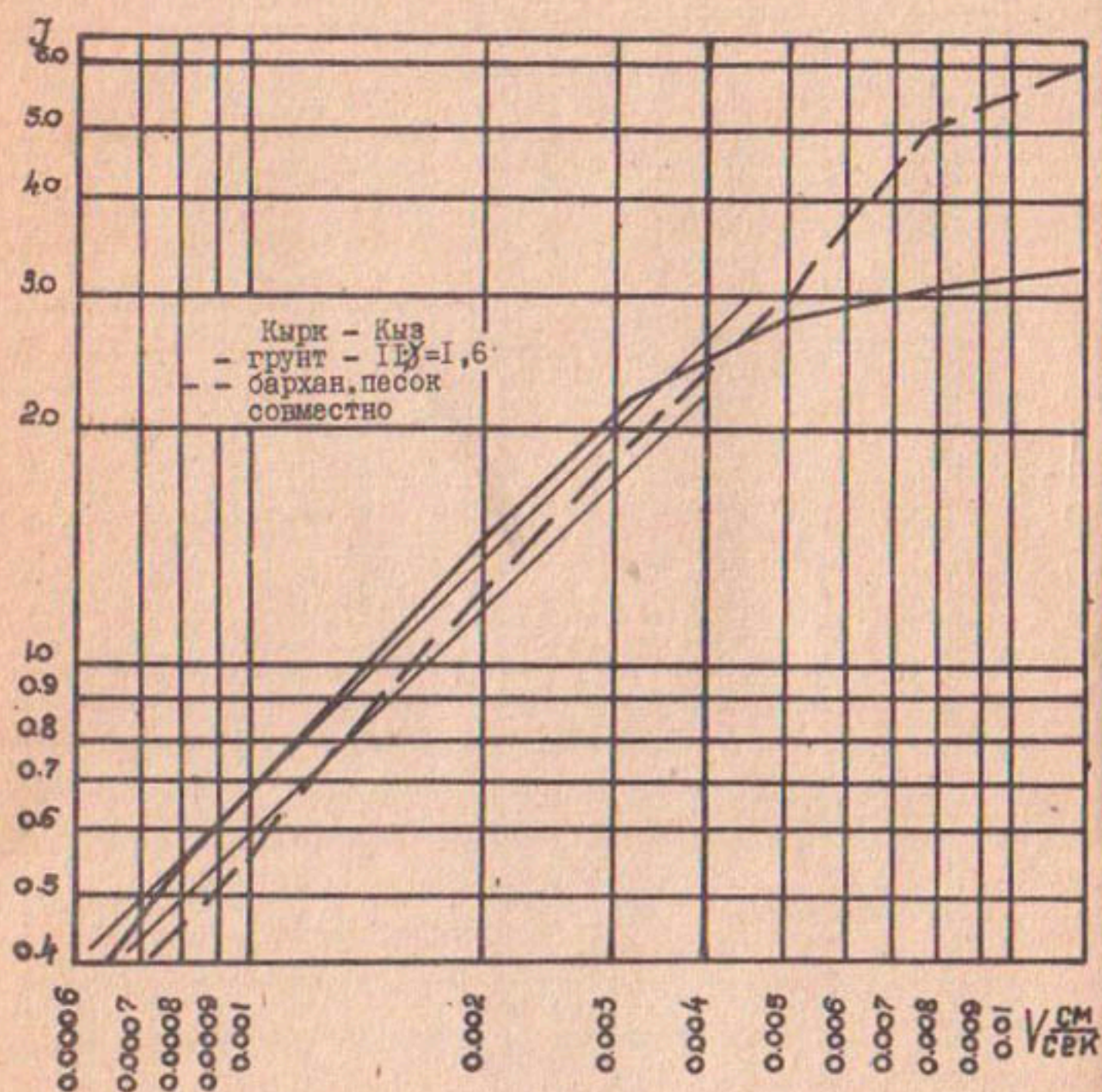


Рис.26. Графики зависимости скорости (v) от напорного градиента.

Помимо опытов были проведены расчеты по "Инструкции" ВНИИГ о возможности применения в качестве обратного фильтра барханного песка.

Расчеты показали, что этот песок не может быть применен в качестве фильтра к мелкозернистым пескам (грунт 4, II) по условию водопроницаемости, а к грунту 8 — по условию непросыпаемости.

Лабораторные исследования показали, что барханный песок может быть использован в качестве обратного фильтра к грунту 8. Таким образом, условие непросыпаемости не обязательно, выполнение же условия водопроницаемости при расчетах по "Инструкции" — обязательно.

Для успешной работы закрытого горизонтального дренажа важным является не только вопрос о подборе обратного фильтра к дренируемым грунтам, но и подбор к фильтру конструкции дренажной трубы: ее пористость и скважность.

Предполагалось, что дренажные трубы при использовании барханного песка в качестве обратного фильтра будут иметь равномерную пористость $d' = 0,2$ мм и скважность 0,5%. Для исследования вопроса о возможности применения такого вида труб были проведены опыты.

На дно фильтрационной трубы помещалась сетка с диаметром отверстий 0,2 мм, скважностью 0,5%, поверх нее укладывался барханный песок с плотностью $\gamma = 1,6$ т/м³, а поверх него — мелкозернистый песок (грунты 4, II) с плотностью $\gamma = 1,6$ т/м³. Даже при такой высокой плотности при напорном градиенте $J_{кр} = 2,6$ начиналось явление внутренней суффозии, которое при $J = 3,5$ закончилось просыпанием частиц грунта через отверстия в сетке, приведшее к разрушению всего образца.

На основании результатов опытов можно заключить, что барханный песок, будучи мелкозернистым ($d_i < 1$ мм), не может быть применен в качестве обратного фильтра при такой конструкции дренажных труб.

Диаметр максимальной поры барханного песка по формуле Павчича

$$d_o^{max} = x \rho \frac{m}{1-m} d_n = 0,0122 \text{ мм},$$

где $m = 0,33$; $x = 1+0,05$; $\rho = 0,252 \sqrt{\eta}$

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2,58; \quad d_n = 0,075 \text{ мм}.$$

По условию непросыпаемость барханного песка в дренажную трубу, пористость ее должна быть

$$d_o \leq 1,8 d_{n2}.$$

По графику $\rho_{n2} = f(\eta)$ (рис.7) "Инструкции" ВНИИГ для барханного песка

$$\rho_{n2} = 60\%; \quad d_{n2} = 0,160 \text{ мм}.$$

Следовательно, размер пористости дренажных труб

$$d_o < 0,288 \text{ мм}.$$

Казалось бы, пористость 0,2 мм должна быть допустимой. Однако из-за того, что в барханном песке нет крупных частиц, которые создают скелет обратного фильтра и благодаря которым над отверстием создаются устойчивые сво-
дики, пористость $d = 0,2$ мм недопустима.

Следовательно, барханный песок в качестве фильтра может быть применен при конструкции дренажных труб, имеющих пористость $d < 0,1$ мм. При пористости $d = 0,2$ мм, если дренируемый грунт — мелкозернистый песок, необходимо применять сложный фильтр — барханный песок в сочетании со стеклотканью.

Обе эти возможности применения барханных песков изучались в лаборатории. Как показали исследования, большая фильтрационная устойчивость дренируемого мелкозернистого грунта (-II) была достигнута при использовании стеклоткани СТФР-6 с барханным песком слоем ~ 25 см (при $\gamma = 1,5 \text{ т/см}^3$ $\gamma_{кр} > 6,0$).

Стеклоткань СТФР-6 при совместной работе с сильно-запыленными песками (грунт 6,9) заиливается. Поэтому в этом случае необходимо между дренируемыми грунтами и стеклотканью укладывать барханный мелкозернистый песок (слоем $t = 25$ см).

ЛИТЕРАТУРА

1. Истомина В.С. Фильтрационная устойчивость грунтов, М., Госстройиздат, 1957.
2. "Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений" ВСН - 0,2 - 65 ГИКЭ и ЭСССР, М.-Л., "Энергия", 1965.
3. Цветкова Н.А. Минеральные стекловолокнистые материалы в обратных фильтрах дренажей гидротехнических сооружений, Труды САНИИРИ им.Журина, вып.117. Ташкент, 1968.

ВЛИЯНИЕ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРАНСОСТАВА НА РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА СУФФОЗИОННОСТИ ГРУНТОВ

При проектировании и строительстве дренажа важным и наименее изученным является вопрос фильтрационной устойчивости грунтов придренной зоны и обратных фильтров.

Изучением фильтрационной устойчивости грунтов, их суффозионности занимались многие ученые: Е.А.Замарин, В.С.Истомина, М.Павич, В.Н.Кондратьев, Е.А.Лубочков, А.Н.Патрашев, Г.Х.Праведный, Н.А.Цветкова и др.

Наиболее полно проблема суффозионности грунтов была исследована А.Н.Патрашевым и Г.Х.Праведным и составлена "Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений" ВСН - 02 - 65
ГПКЭ и ЭСССР, которая позволяет обоснованно решать вопрос суффозионной устойчивости грунтов. При этом учитываются такие факторы, как плотность, пористость, коэффициент разнотерности, характер кривой грансостава. Выведено условие несудфозионности грунтов $\frac{d_s}{d_{10}} \geq N$,

где $N = (0,32 + 0,016\eta) \sqrt[5]{\eta \frac{m}{1-m}}$;

m - пористость; $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ - коэффициент разнотерности;

d_i - диаметр частиц грунта, меньше которых в его составе содержится P_i процентов по весу.

Величины диаметров $d_s, d_{10}, d_{10}, d_{60}$ берут с интегральной кривой гранулометрического состава грунта.

Следовательно, метод определения грансостава, его точность оказывают влияние на определение судфозионности грунта при расчете по формуле.

Существует много различных методов определения грансостава. С.М.Сергеев в своей работе /4/ показал, что в зависимости от методов подготовки образца к анализу, рас-

хождение в данных анализов по отдельным фракциям колеблется в пределах 12-80%. Методы подготовки почв и горных пород к гранулометрическому анализу могут быть механическими, химическими и физико-химическими.

Химическими методами, применение которых должно быть осторожным, уничтожаются органические вещества и карбонаты, содержащиеся в любых грунтах в различных фракциях в неодинаковых количествах.

Большая диспергация почв и горных пород при гранулометрическом анализе достигается методами физико-химической подготовки, разработанной для поверхностного слоя почв.

В настоящее время часто применяют механические методы: ситовой, сито-пипетки, Сабанина, кипячения и др.

В САНИИРИ гранулометрический состав грунтов определяется методом сито-пипетки при изучении вопросов, связанных с воздействием водного потока на грунт.

Ввиду того, что фильтрационные явления — суффозия и выпор происходят в результате взвешивающего действия потока, мы применяем данный метод определения грансостава, как более близкий по физике явлений к исследуемым процессам.

Метод сито-пипетки основан на определении величины диаметра частиц по скорости падения в спокойной воде.

При этом состав пробы грунта определяется пофракционно: для крупных частиц — ситовым анализом, для мелких — определение гидравлической крупности методом пипетки.

Сравнительные анализы определения грансостава методами пипетки и Сабанина, сделанные А.В.Ефремовым, показали, что первый метод дает более правильную величину средней гидравлической крупности проб /2/. Значительные расхождения в величине средней гидравлической крупности составов получается в зависимости от деления фракции /5/. Поэтому в САНИИРИ последних лет принято деление на 7 фракций.

Для изучения влияния метода определения грансостава на результаты суффозионности грунтов в лаборатории фильтрации САННИРИ была проведена серия опытов. Исследования проводились на грунтах Голодной степи: супесей и суглинка.

Гранулометрический состав исследований грунтов определялся в лабораториях Средазгипроводхлопка ситовым и комбинированным методом с пирофосфатом Na , и в САННИРИ — методом сито-пипетки. При этом разница в определении грансостава оказалась значительной (рис. 1).

По полученным гранулометрическим составам был произведен расчет по "Инструкции", используя условие суффозионности.

Результаты расчетов сравнивались с лабораторными опытными данными и определением суффозионности по "Инструкции" /1/: суффозионный грунт — грунт, в котором может происходить и развиваться механическая суффозия при скоростях фильтрации, превышающих критические.

Ввиду того, что в придренной зоне закрытого горизонтального дренажа максимально возможный напорный градиент $J = 2,5 \div 2,75$, то несуффозионными грунтами будут являться грунты, в которых не возникают суффозионные явления при скоростях, соответствующих напорному градиенту $J > 2,75$.

Лабораторные исследования фильтрационной устойчивости грунтов проводились в прозрачных плексигласовых трубах. При этом определялся расход $Q = \frac{V}{t}$, где V — количество профильтровавшейся воды за время t ; скорость $V = \frac{Q}{\omega}$, где ω — площадь поперечного сечения трубы; напорный градиент $J = \frac{h}{\ell}$; где h — разность показаний пьезометров; ℓ — расстояние между пьезометрами; коэффициент фильтрации $K = \frac{V}{J}$; результаты опытов показаны на графиках $V = f(J)$ и $K = f(J)$ в логарифмическом масштабе (рис. 2 а, б).

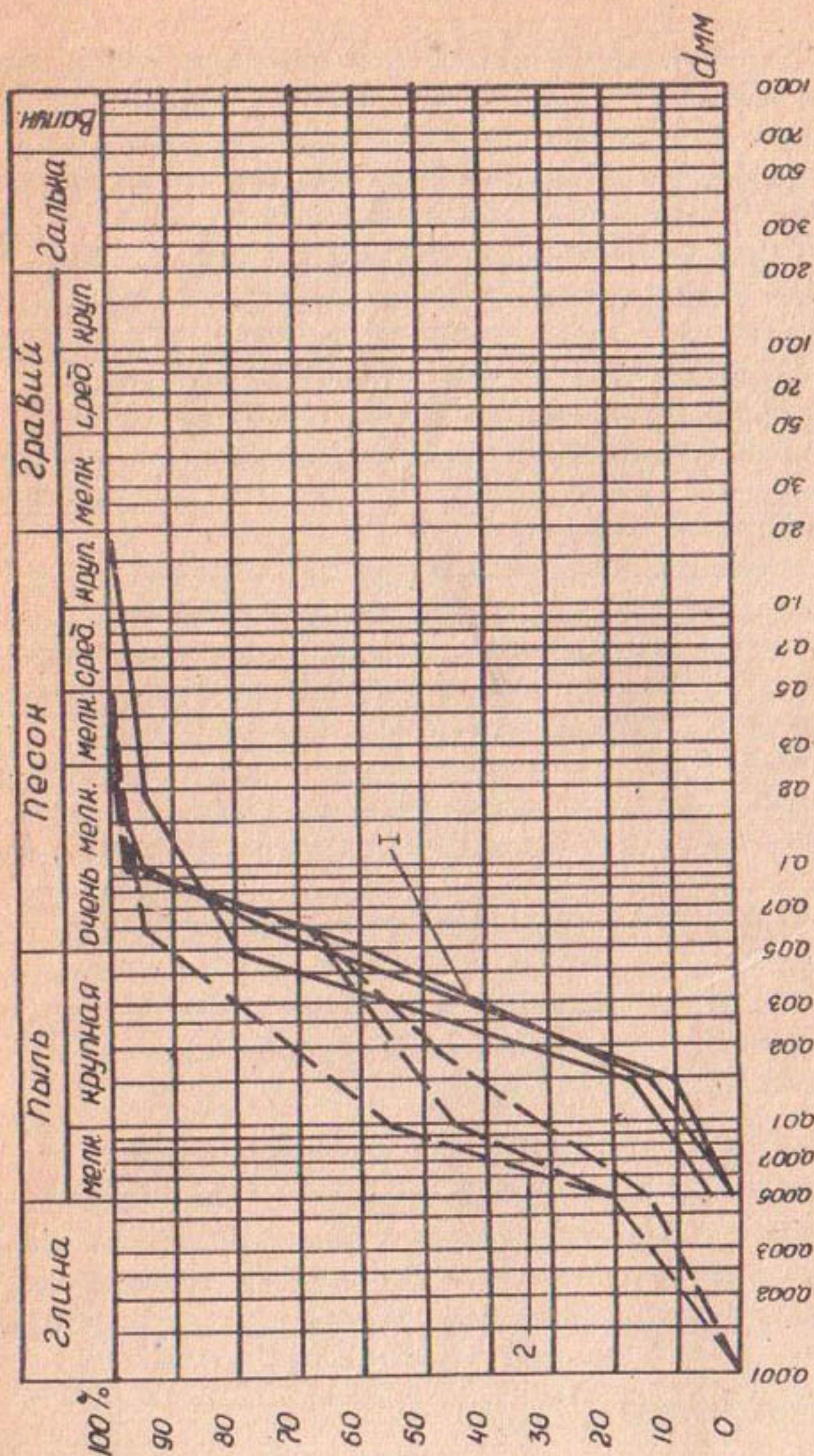


Рис. 1.
1—метод сито-пипетки; 2—метод ситовой и комбинированный с пирофосфатом Na.

При нормальном протекании процесса зависимости $V = f(J)$ и представляют собой прямую, имеющую наклон к оси абсцисс $\angle 45^\circ$. Резкое отклонение от прямой свидетельствует о начале суффозионных явлений в грунте (рис. 2 а, б).

Дан расчет по гранулометрическому составу, определенному Средазгипроводхлопком.

Характерные диаметры грунтов следующие:

Грунт	d_3 мм	d_{10} мм	d_{17} мм	d_{60} мм	W_n	$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
Супесь грунт № 1	0,001	0,003	0,0057	0,035	3,6+4,4	11,7
Супесь грунт № 2	0,001	0,002	0,0037	0,027	4,3+5,6	13,5
Суглинок грунт № 4	0,001	0,002	0,0037	0,0125	8,4+8,8	6,25

Определяем суффозионность грунтов

Грунт № 1
 $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 11,7$; $W_n = 3,6+4,4$; $m = 0,3$;
 $\frac{d_3}{d_{17}} \leq N = (0,32+0,016 \eta) \sqrt[6]{\frac{\eta m}{1-m}}$ — условие суффозионности грунтов $\frac{d_3}{d_{17}} = 0,176$;

$$N = (0,32+0,016 \cdot 11,7) \sqrt[6]{11,7} = 0,327;$$

$$\frac{d_3}{d_{17}} \leq N = 0,176 < 0,327 \text{ — грунт суффозионный.}$$

Грунт № 2
 $\eta = 13,5$; $W_n = 4,3$; $5,6$ $m = 0,3$;
 $\frac{d_3}{d_{17}} = 0,27 < N = 0,364$ — грунт суффозионный.

Грунт № 4
 $\eta = 6,25$; $W_n = 8,4+8,8$; $m = 0,32$;
 $\frac{d_3}{d_{17}} = 0,27 < N = 0,74$ — грунт суффозионный.

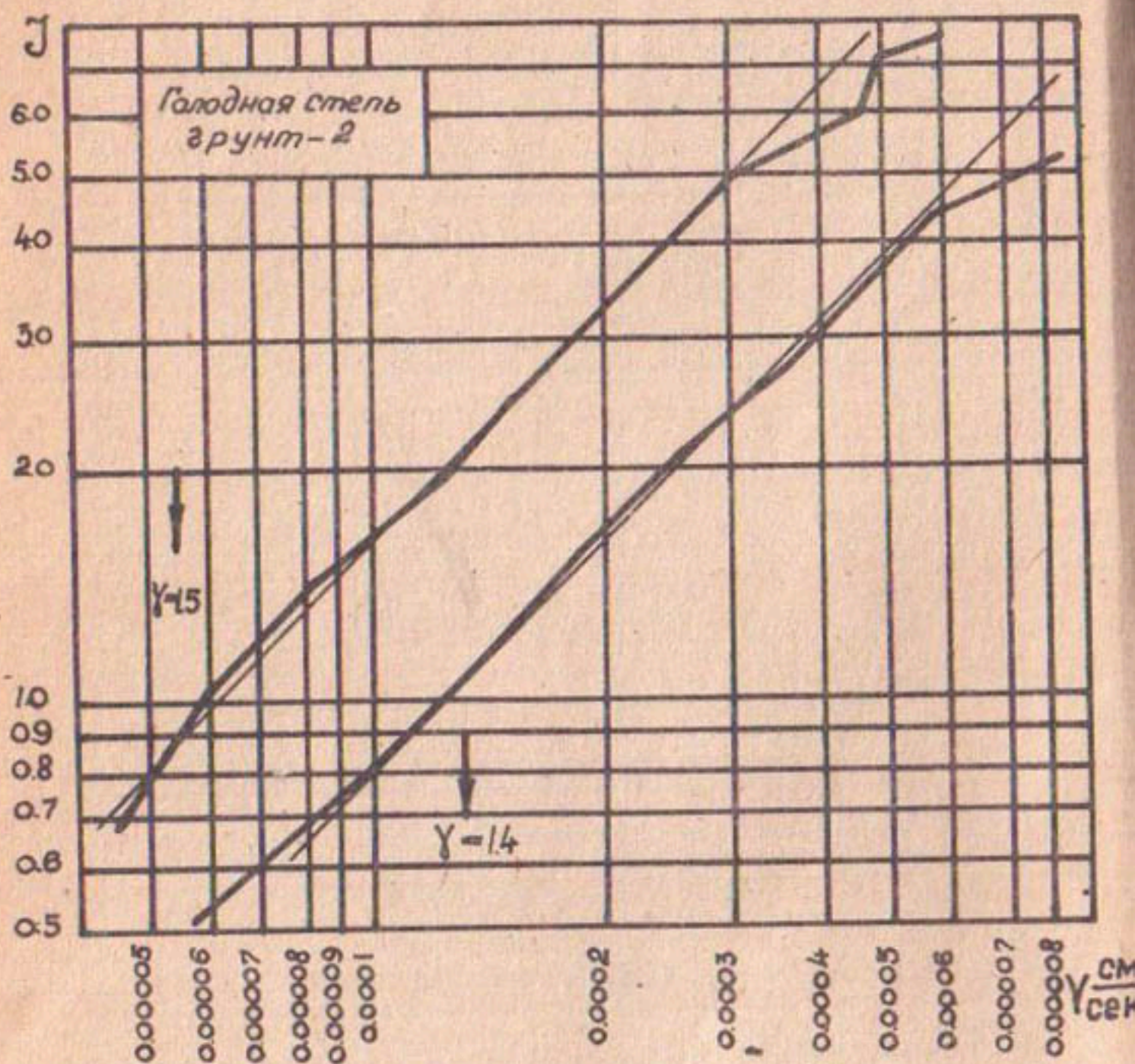


Рис. 2а.

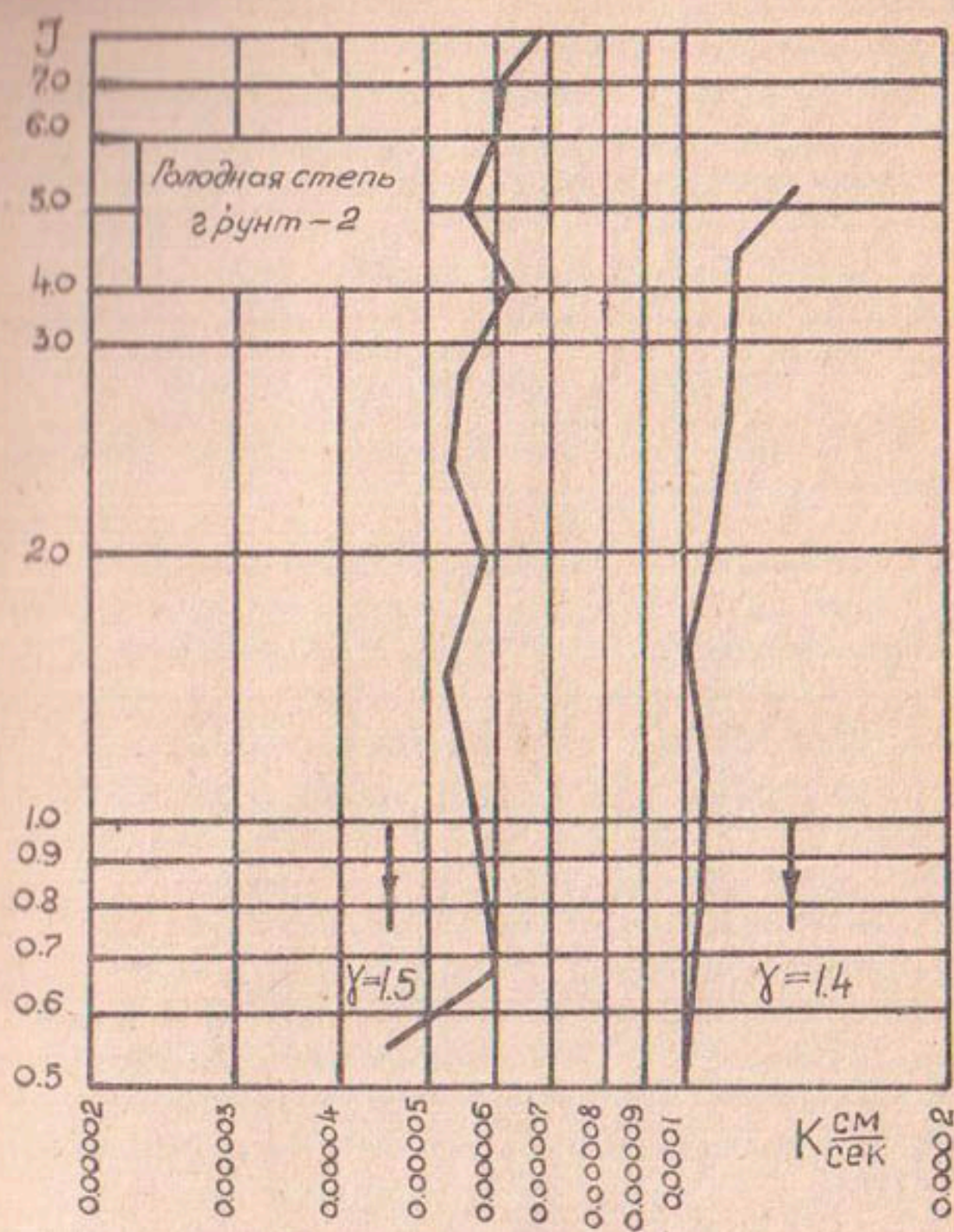


Рис. 20.

Дан расчет по гранулометрическому составу, определенному в САНИИРИ.

Характерные диаметры грунтов следующие:

Грунт	d_3 , мм	d_{10} , мм	d_{17} , мм	d_{60} , мм	$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	W_n
Грунт I	0,006	0,0125	0,017	0,043	3,44	3,7+4,4
Грунт 2	0,0055	0,0095	0,015	0,050	5,26	4,3+5,6
Грунт 4	0,005	0,0075	0,0125	0,0317	4,23	8,4+8,8

Определяем суффозионность грунтов

Из графика 8 "Инструкции" берем величину допустимой пористости.

Грунт I $m = 0,35$; $W_n = 3,7+4,4$; $\eta = 3,44$;
 $\frac{d_3}{d_{17}} = 0,353 > N = 0,252$ - грунт несуффозионный.

Грунт 2 $W_n = 4,3+5,6$; $m = 0,32$; $\eta = 5,26$;
 $\frac{d_3}{d_{17}} = 0,367 > N = 0,246$ - грунт несуффозионный.

Грунт 4 $m = 0,35$; $W_n = 8,4+8,6$; $\eta = 4,23$;
 $\frac{d_3}{d_{17}} = 0,5 > N = 0,267$ - грунт несуффозионный.

Результаты лабораторных исследований по фильтрационной устойчивости грунтов оказались следующими (опыты проводились при направлении движения воды через грунт сверху вниз):

Грунт № I - число пластичности $W_n = 3,6+4,4$.

Проведены два опыта с плотностью $\gamma = 1,4 \text{ т/м}^3$ и $\gamma = 1,5 \text{ т/м}^3$. В опыте с плотностью $\gamma = 1,4 \text{ т/м}^3$ напорный градиент был доведен до $J_{накк.} = 5,0$.

Фильтрация проходила по закону прямой. Суффозии не было. Коэффициент фильтрации $K = 0,00013 \text{ см/сек.}$

В опыте с плотностью $\gamma = 1,5 \text{ т/м}^3$ напорный градиент доведен до $J = 6,0$. Суффозии не было. Коэффициент фильтрации $K = 0,00002 \text{ см/сек.}$

Грунт № 2 — число пластичности $W_n = 4,3+5,6$;
 $\gamma = 1,4 \text{ т/м}^3$. Фильтрация происходит по закону Дарси до
градиента $\mathcal{I}_{кр} = 4,4$. При дальнейшем увеличении градиента
происходит отклонение от прямой, что свидетельствует о
начале внутренней суффозии. Максимальный градиент был до-
веден в опыте до $\mathcal{I}_{макс} = 5,2$. Коэффициент фильтрации
 $K = 0,00012 \text{ см/сек.}$

Грунт № 4 — число пластичности $W_n = 8,4-8,8$. В
опыте с плотностью $\gamma = 1,4 \text{ т/м}^3$ напорный градиент до-
веден до $\mathcal{I}_{макс} = 3,5$. Фильтрация по закону прямой до
 $\mathcal{I}_{кр} = 3,1$. Коэффициент фильтрации $K = 0,0004 \text{ см/сек.}$

В ы в о д

При расчете по "Инструкции" с использованием гра-
нулометрического состава, определенным ситовым и комби-
нированным методом с пирфосфатом все дренируемые грунты
относятся к суффозионным. При расчете же по гранулометри-
ческому составу, определенном методом сито-пипетки — к
несуффозионным. Сравнение с опытными данными по фильтра-
ционной устойчивости грунтов (рис. 2а, 2б) в условиях,
когда дренируемые грунты выдерживают градиенты от

$\mathcal{I} = 3,1+5$, показало, что наиболее правильным, отвечаю-
щим действительности, является гранулометрический состав,
определенный методом сито-пипетки. Этот метод, основанный
на определении диаметров грунтов по величине средневзве-
шенной крупности, лучше отображает физическую картину суф-
фозионных явлений, так как все виды фильтрационных явле-
ний в грунтах происходят в результате воздействия грунто-
вого потока на частицы грунта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абальянц С.Х. Движение взвесей в открытых потоках. Труды САННИРИ, вып.96, Ташкент, 1958.
2. Ефремов А.В. Методика изучения взвешенных наносов и ее значение в определении взвешивающей (транспортирующей) способности потока. Канд.дисс., Ташкент, 1953.
3. "Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений" ВСН - 02 - 65 .
ГПКАЭ и ЭСССР
4. Сергеев Е.М. Грунтоведение. Изд-во МГУ, 1959.
5. Хачатрян А.Г. Насыщение потока наносами и динамика их осаднения. "Гидротехника и мелиорация", № 6, М., 1954.

ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИИ ВОДОВЫПУСКОВ
ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

По условию протекания фильтрационного потока водовыпуски из водохранилищ представляют собой большую самостоятельную группу узких ирригационных сооружений малой ширины и значительной протяженности. Кроме того, они имеют пологий профиль подземного контура с незначительными изменениями по вертикали и могут быть разных типов: открытые, диафрагмовые (открытые с забральной стенкой) и трубчатые с различными видами дренажных устройств или без них.

Движение грунтового потока происходит с неограниченной ширины верхнего бьефа водохранилища в обход сооружений с боков и через основание с выклиниванием его на откосы и дно отводящего канала, работающего как дренаж. Поверхность депрессии вблизи сооружения имеет ярко выраженный пространственный характер. Степень взаимодействия фильтрационного потока (безнапорного — за водовыпуском и напорного — в его основании) зависит от ширины сооружения и отводящего канала. Чем они уже, тем более затруднен выход фильтрующейся воды: снижается дренирующая способность канала, повышается уровень высачивания, соответственно увеличиваются выходные скорости (градиенты) потока и давление на подземный контур. Особенно напряжена в этом отношении концевая часть водовыпуска.

Расчет на фильтрацию в основании узких ирригационных сооружений, в том числе водовыпусков из водохранилищ, до пятидесятых годов проектными организациями Средней Азии производился старыми способами Бляя и Лена, т.е. методом линейной контурной фильтрации. Бляй предполагал, что фильтрация происходит лишь по контакту водопроницаемой части сооружения с грунтом и падение давления прямо пропорционально длине подземного контура, для вертикальных участков которого Леном были введены поправки. Их методы позво-

ляют вычислить толщину затопленного или незатопленного флутбета с 33%-ным коэффициентом запаса. В нижнем бьефе грунт на устойчивость против суффозии и выпора не проверяли.

Н.Н.Павловский в 1922 г. критиковал отмеченные способы /4/ и обосновал гидромеханический метод фильтрационного расчета, который впоследствии был развит в трудах Н.К.Гиринского, П.Я.Полубариновой-Кочиной, В.И.Аравина, С.Н.Нумерова, П.Ф.Фильчикова, Н.К.Калинина и многих других ученых. Ими было решено много частных случаев, принципиально отличающихся друг от друга способами в гидромеханической постановке, а также разработано большое количество номограмм и графиков в области фильтрационных расчетов.

Свой метод Н.Н.Павловский рекомендовал и при решении задач о движении грунтовых вод в основании водовыпусков /4/. Основными расчетными параметрами он считал напорную функцию на подземный контур, определяющую толщину флутбета; выходные скорости (градиенты), по которым можно судить о фильтрационной устойчивости грунтов в концевой части водовыпусков, и, если необходимо, — расход на фильтрацию. При определении толщины флутбета он приводит примерно такие же запасы, как и Бляй.

Отвергая методы линейной контурной фильтрации, проектировщики некоторое время применяли приближенный гидромеханический способ, т.е. графическое построение гидродинамических сеток. При решении задачи о движении грунтовых вод в основании водовыпусков из водохранилищ указанными приближенными и точными аналитическими методами, относящимися к одной плоскости, вводимый запас можно принять как поправку на пространственность.

В расчетах необходимо учитывать влияние форм и положение поверхности депрессии, характер которой зависит от многих факторов. Сейчас такая задача может быть решена экспериментально с применением метода ЭГДА (электродинамических аналогий). По заявкам проектных организаций лаборато-

рией САНИИВШГ в 1955-1960 гг. проводились отдельные исследования и был получен фильтрационный расчет для узких ирригационных сооружений в однородном основании: водовыпусков из водохранилищ, перепадов-быстроотоков, акведуков-консольных сбросов с учетом пространственности протекания грунтового потока, опубликованный в работах Н.А.Цветковой /6,7/.

Однако в основании зачастую встречаются разнородные грунты, и задача обтекания фильтрационным потоком узких сооружений на сетях вследствие этого усложняется. Обычно основание сложено несколькими пластами различной мощности и проводимости, залегание которых вблизи сооружений можно считать горизонтальным. Соседние слои с мало отличающимися проводимостями следует объединить в один со средним коэффициентом фильтрации K_0 по формулам Г.Н.Каменского /2/-

$$K_0 = \frac{\sum K_i h_i}{h}$$

или Н.К.Гиринского /1/- $K_0 = \frac{2}{h^2} \int_0^h (Z - h) K dZ$,

где $K_i h_i$ коэффициенты фильтрации и мощность слоя,

h — общая мощность водоносной толщи,

$K = f(Z)$ — коэффициент фильтрации как функция вертикальной координаты Z

Схематизируя таким образом геологию в районе строительства, мы чаще всего получаем двуслойное основание, где нижний пласт наиболее проницаем, чем верхний с диапазоном соотношений коэффициентов фильтрации верхнего K_v и нижнего K_n слоев $\alpha = K_v / K_n$ в пределах $0 \leq \alpha \leq 1$

Решая задачу движения грунтовых вод в рассматриваемом основании гидротехнических сооружений, мы сталкиваемся с различными случаями. Здесь имеется ввиду взаимосвязь геологии местности с характером протекания фильтрационного потока, от которой зависит направление фильтрационного расчета. Подстилающий, наиболее проницаемый пласт обычно вы-

полняет роль дренажа, если он не сообщается с другими, более высокими горизонтами. Степень дренируемости его зависит как от мощности и проницаемости, так и от простирания по горизонтали.

При ограниченном простирании подстилающего слоя поток грунтовых вод по нему движется с меньшей скоростью, не соответствующей его проницаемости. Для этих условий протекания грунтовых вод известны некоторые аналитические решения П.Я.Полубариновой-Кочиной /5/, Г.Н.Каменского /2/, Н.К.Гиринского /3/ для плоской напорной фильтрации. Анализ их показывает, что нижний слой в начальной части сооружения работает как дренаж, а в концевой становится напорным.

Поэтому давление на флутбет и скорости потока гасится в основном верхним малопроницаемым слоем, и чем существеннее разница проницаемости пластов (т.е. когда величина стремится к нулю), тем в более трудных условиях работает сооружение, так как давление в верхней половине флутбета резко падает, а в концевой части повышается. Далее поток грунтовых вод, сокращая свой путь за счет более проницаемого слоя и его ограниченности по горизонтали, идет по пути наименьшего сопротивления и с большими градиентами выклинивается в нижнем бьефе.

В пространственных условиях протекания грунтового потока в этом случае поверхность депрессии в начале сооружения резко снижается, а в конце его значительно повышается с увеличением разницы проводимости пластов. Такая задача фильтрации в основании узких ирригационных сооружений может быть решена по графическим зависимостям, полученным для однородного основания этих сооружений /6,7/ с внесением поправок на "разнородность", найденных с помощью аналитических плоских методов расчета.

В другом случае, если пласты простираются на бесконечность и отток грунтовых вод происходит согласно их проводимости или имеется свободный выход фильтрационного потока, получаем другие условия, при которых подстилающий

пласт работает как дренаж: снижает в этом районе поверхность депрессии и одновременно увеличивает разницу проводимости слоев.

Для водовыпусков из водохранилищ — это наиболее характерные условия, так как водовыпуски строятся в поймах рек или вблизи их, где фильтрационный поток имеет свободный выход. Учитывая это, мы изучали явление фильтрации в двуслойном основании водовыпусков из водохранилищ; здесь подстилающий пласт наиболее проницаем, и по нему имеется свободный отток грунтовых вод.

Для решения отмеченной задачи необходимо исследовать весь диапазон соотношений коэффициентов фильтрации верхнего и нижнего слоев $0 \leq \alpha \leq 1$ при предельном значении $\alpha = 1$, т.е. в условиях однородного залегания грунтов задача фильтрации уже решена [6, 7]. Определив расчетные величины в отдельных точках диапазона $0 \leq \alpha \leq 1$, мы преследуем цель — дать экспериментально-номографический расчет пространственной фильтрации в основании водовыпусков и водохранилищ для всех возможных натуральных случаев.

Постановка опытов

Моделирование задачи движения грунтовых вод под водовыпусками основано на математической и физической аналогии между явлениями фильтрации в недеформируемой пористой среде и прохождением электрического тока в проводнике.

Обтекание фильтрационным потоком указанной группы сооружений подчиняется общим законам движения грунтовых вод и описывается уравнением Лапласа, для решения которого необходимо иметь граничные условия и прежде всего форму депрессионной поверхности. Характер стекания грунтового потока в районе водовыпусков легче всего определить в больших грунтовых лотках, где условия фильтрации близки к натуральным. После того как определены граничные условия, методом ЭГДА находят основные параметры фильтрационного потока.

При моделировании нашей задачи в пространственных условиях протекания фильтрационного потока прежде всего необходимо было остановиться на выборе модели сооружений, для чего рассмотрено большое количество конструкций водовыпусков из водохранилищ и каналов. Изменение подземного контура по вертикали этих сооружений находилось в пределах 7-10% от его длины, а откос в водохранилище (канале) — $m = 2 \div 3,5$. Предварительные исследования на плоской установке ЭГДА разных профилей сооружений показали незначительные отклонения в их эпюрах напоров, поэтому была принята наиболее простая модель водовыпуска с плоским подземным контуром и двумя зубьями на концах. Заложение верхнего откоса в опытах взято постоянным ($m = 3$), так как изменение его в пределах 2; 3,5 не отражалось на фильтрационном потоке.

При нахождении депрессионных поверхностей в районе водовыпусков в большом грунтовом лотке (размером $4 \times 4 \times 1,2 \text{ м}^3$) исследовались недренированные и дренированные сооружения. Дренаж осуществлялся в виде боковых обсыпных призм без заглубления в основание, так как такой вид дренажа наиболее рационален [6, 7].

В лоток загружались два горизонтальных слоя грунта различной мощности и проницаемости. Соотношение мощностей и коэффициентов фильтрации верхнего T_v , K_v и нижнего T_n , K_n пластов соответствовали $\eta = T_v : T_n = 0,5; 0,75; 1; 3$, $\alpha = K_v : K_n = 1:3; 1:31; 1:110; 1:330$, что характерно для наших условий. Затем по оси лотка устанавливали деревянную модель водовыпуска, формировали дно и откосы прилегающих гидротехнических сооружений.

В опытах уровень верхнего бьефа в водохранилище поддерживался напорным баком, а нижнего, на линии дна отводного канала, — регулировкой кранов в торцовой части грунтового лотка, перед которой нормально к оси сооружения была установлена сетчатая стенка, образующая сбросной колодец. Поверхность стекания грунтового потока фиксировалась по

ряду безнапорных пьезометров; уровни замерялись иглой, снабженной электрическим индикатором (неоновой лампой).

Полученные депрессионные поверхности геометрически "подобно" переносили в пространственную установку ЭГДА размером $1,05 \times 0,7 \times 0,5 \text{ м}^3$, где устанавливали деревянные модели водовыпусков вчетверо меньшие, чем в грунтовой лотке, с различной относительной шириной $\beta = B : L = 0,05; 0,15; 0,5; 1,2; \infty$ (B — ширина, L — длина сооружения). После этого подбирали проводимости слоев оснований, где верхний моделировался водой, нижний желатином с соотношением проводимости (коэффициентов фильтрации) $\alpha = \frac{1}{\rho_v} : \frac{1}{\rho_n} = (K_v : K_n) = 1:3; 1:10; 1:30; 1:100$, охватывающих полностью диапазон $0 \leq \alpha \leq 1$.

Отношение мощностей верхнего (T_v) и нижнего (T_n) пластов в опытах было принято постоянным $\eta = T_v : T_n = 3$ так как предварительные исследования в грунтовой лотке и на плоской установке ЭГДА моделей сооружений с соотношениями η в пределах $0,5 \div 5$ показали незначительные отклонения в эпюрах напоров на подземный контур и в максимальных значениях выходных скоростей.

Некоторые отклонения имелись в распределении скоростей (градиентов) и давлений внутри области движения грунтового потока, но они не влияли на основные расчетные характеристики. Для моделирования дренированных водовыпусков, дренажная призма делалась из желатина с высокой проводимостью.

Исследования проводили в широком диапазоне относительных напоров — $\gamma = H : L = 0,07; 0,11; 0,15$ (H — напор), — в результате чего получены основные расчетные параметры фильтрационного потока: фильтрационное давление на флутбет и градиенты потока в грунте и на выходе в нижний бьеф отводящего канала для осевых и крайних сечений недренированных и дренированных водовыпусков.

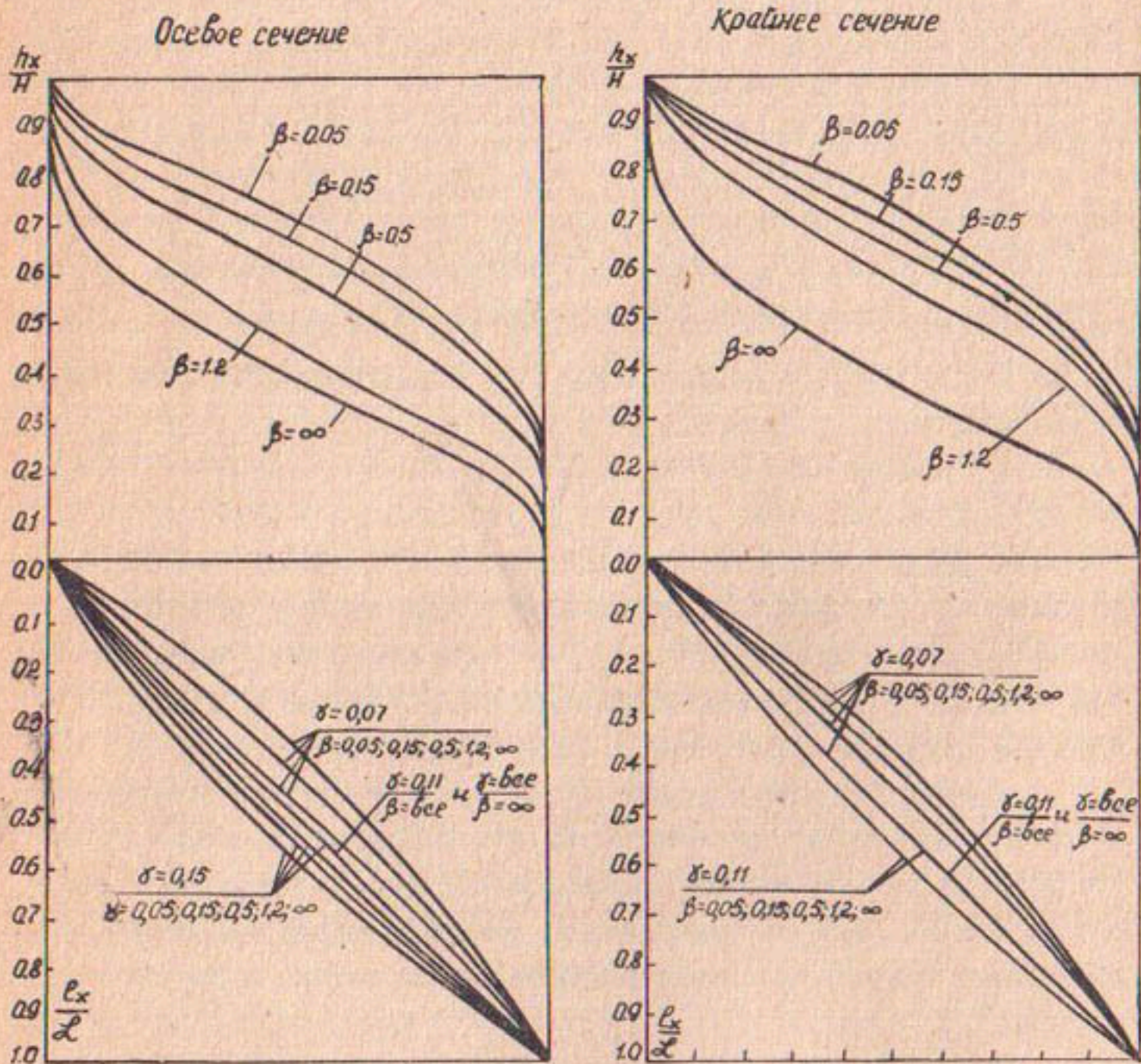


Рис. 1. Зависимости $\frac{h}{H} = f_{\alpha}(\frac{l}{L})$ по осевым и крайним сечениям водовыпусков при $\alpha = 1:10$.

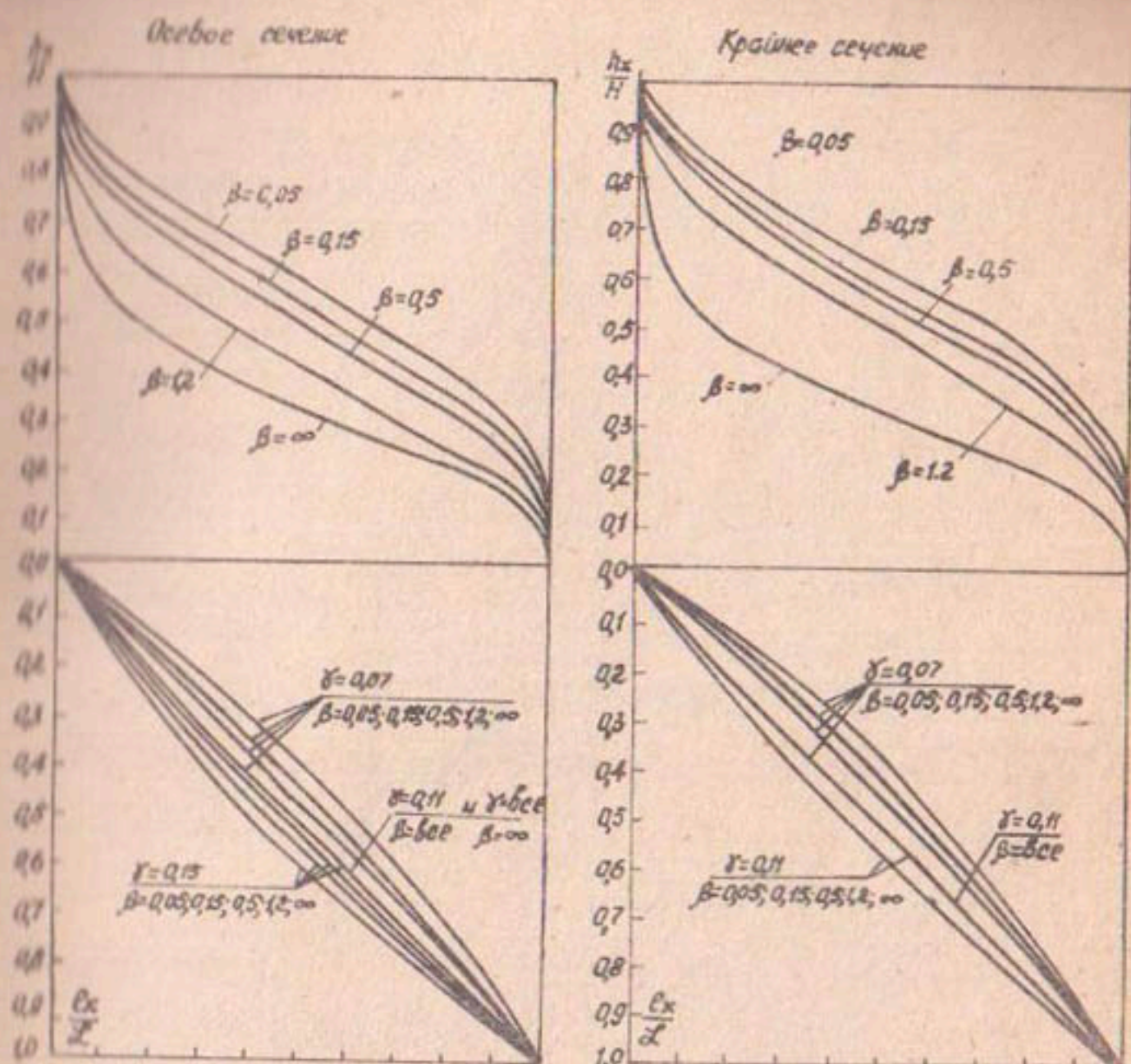


Рис. 2. Зависимости $\frac{h_x}{H} = f_{\alpha} \left(\frac{l_x}{L} \right)$ по осевым и крайним сечениям водовыпусков при $\alpha = 1:30$.

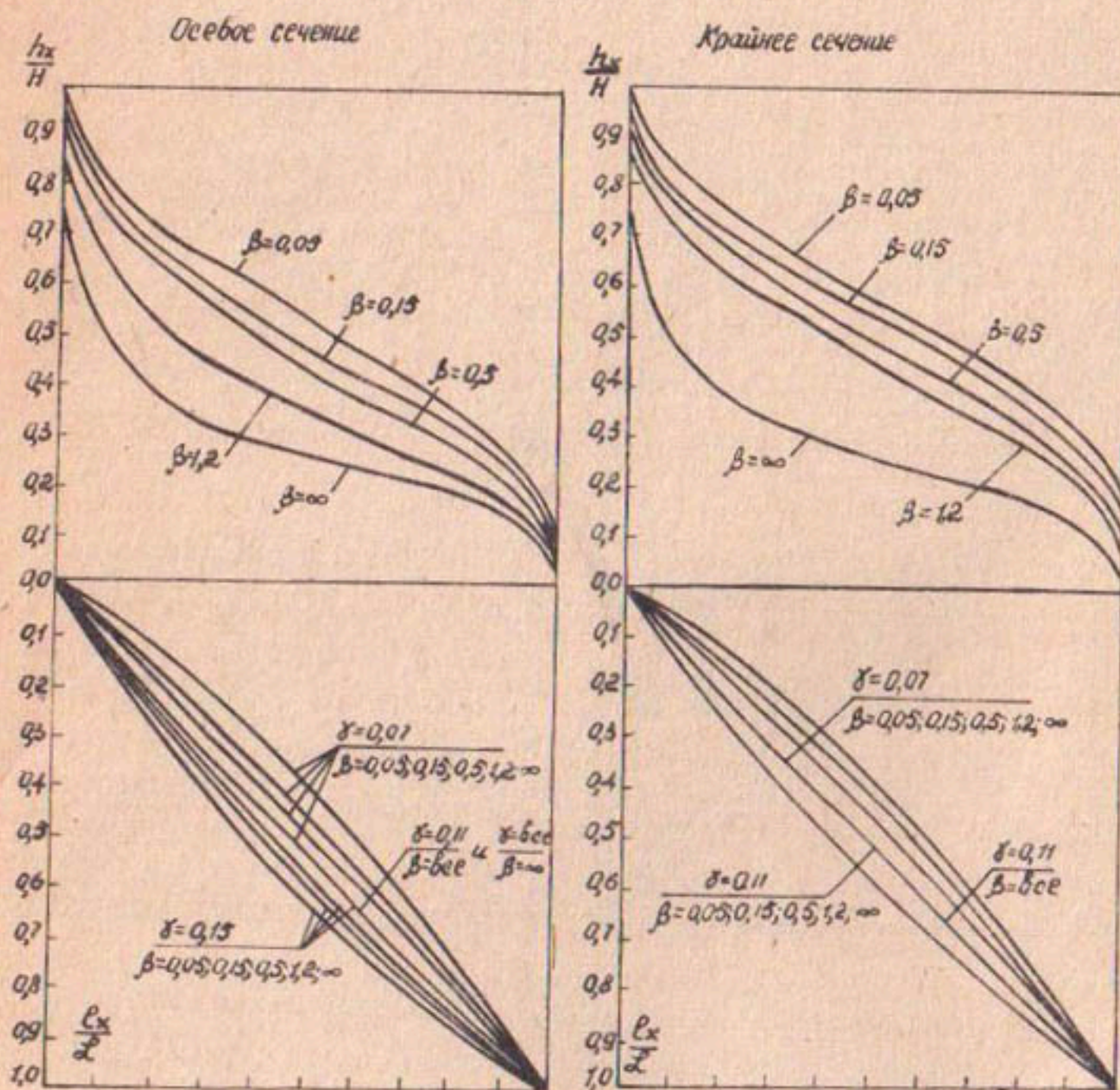


Рис. 3. Зависимости $\frac{h_x}{H} = f_{\alpha} \left(\frac{l_x}{L} \right)$ осевым и крайним сечениям водовыпусков при $\alpha = 1:100$.

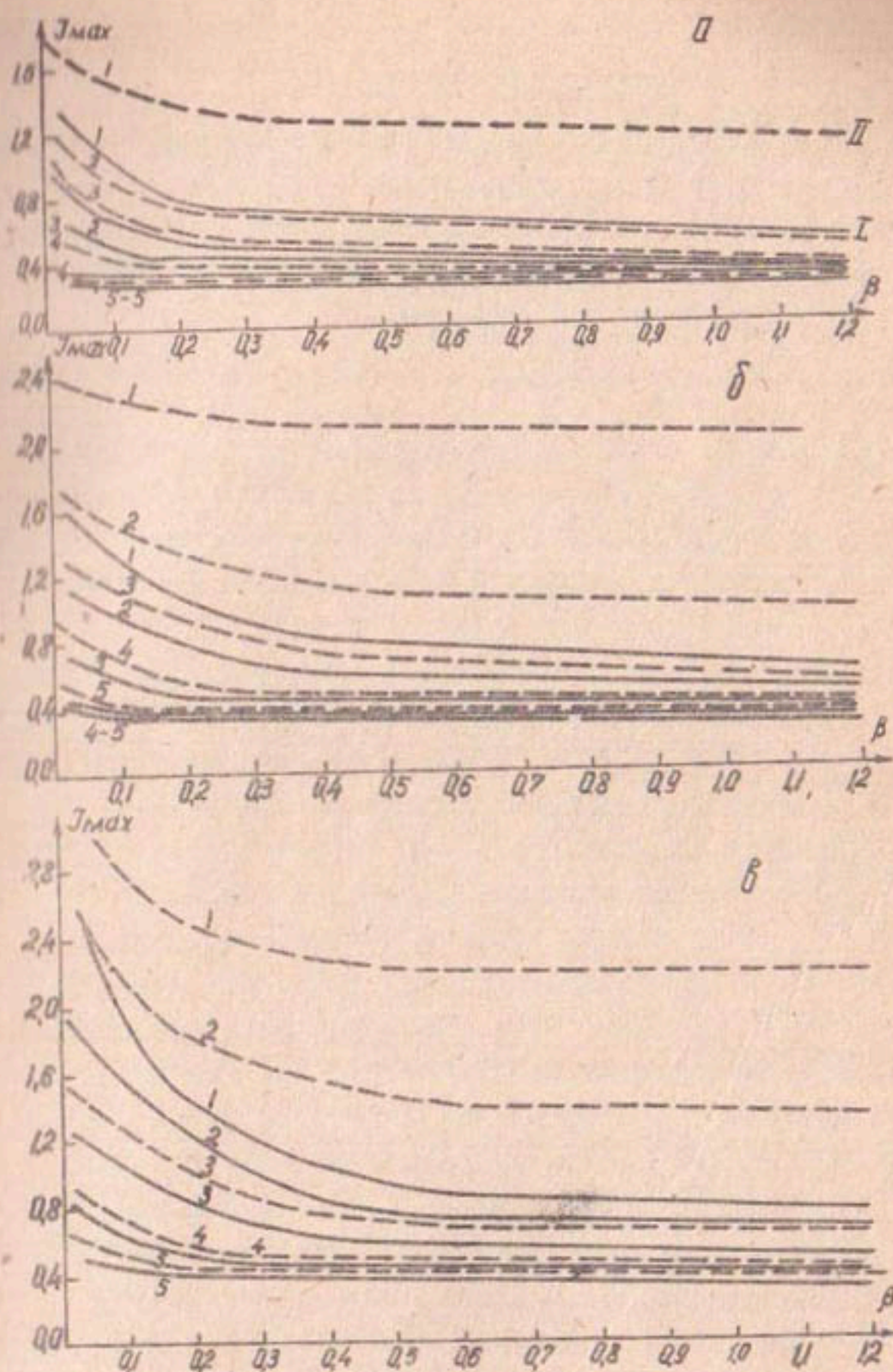


Рис. 4. Зависимости $J_{max} = f_{\alpha}(\beta)$ недренированных водо-
выпусков при различных соотношениях (пунктир-
крайнее сечение, сплошная линия-осевое сечение):
1- $\alpha = 1:1$; 2- $\alpha = 1:3$; 3- $\alpha = 1:10$; 4- $\alpha = 1:30$;
5- $\alpha = 1:100$.

Результаты исследований

Экспериментальные данные группировали по соотношению коэффициентов фильтраций верхнего и нижнего слоев α в двух направлениях: по выявлению эпюр фильтрационных напоров и максимальных выходных градиентов (скоростей).

По графическим зависимостям

$$h_x : H = f_x (\ell_x : L)$$

можно определить эпюры фильтрационного давления при известных α , β , γ . Для недренированных водовыпусков на рис. 1, 2 и 3 приводятся расчетные зависимости в виде двойных графиков трех соотношений коэффициентов фильтрации грунтов $\alpha = 1:10$; $1:30$; $1:100$. При проектировании этих сооружений необходимо пользоваться указаниями Н.А.Цветковой [6], которая построила аналогичные графики для граничного $\alpha = 1$, т.е. для однородного основания. Здесь же приводятся примеры пользования расчетными графиками.

Проверка на фильтрационную устойчивость грунта в нижнем бьефе ведется по зависимости для максимальных градиентов $J_{max} = f_x (\beta)$, графики которых показаны на рис. 4, а, б, в. Расчетные графики охватывают весь диапазон соотношений α ($0 \leq \alpha \leq 1$). Значения фильтрационных характеристик для промежуточных соотношений коэффициентов фильтрации слоев, относительных напоров и ширин определяются интерполяцией по тем же расчетным зависимостям.

Из анализа графиков видно существенное различие в расчетных величинах, полученных при решении задач в плоских и пространственных условиях протекания грунтового потока. Пространственная картина стекания грунтового потока выражена тем ярче, чем меньше ширина сооружения в концевой части водовыпуска (начале отводящего канала). Поэтому значительно повышаются выходные градиенты и давление. В рассмотренных геологических и фильтрационных условиях при свободном оттоке грунтовых вод депрессионная поверхность снижается тем заметнее, чем выше дренирующая способность

подстилающего пласта (т.е. при стремлении величины α от единицы к нулю).

В среднеазиатских условиях грунты представлены лесовидными суглинками, допускающими высокие градиенты (7-20). Сооружения, запроектированные в этих грунтах по нашим расчетным графикам (рис. 1, 2, 3 и 4) и даже с помощью плоских методов фильтрационного расчета, работают надежно. Большинство зафиксированных аварий сооружений относится к тем, которые имеют в основании фильтрационно-неустойчивые грунты (супеси, пески).

При проектировании водовыпусков, в основании которых залегают суффозионно-неустойчивые грунты, можно пользоваться графическими зависимостями для недренированных сооружений, исходя из обратного: вначале по зависимости

$J_{max} = f_{\alpha}(\beta)$ находят относительную ширину β и длину α сооружения, а затем определяют фильтрационное давление. Для снижения выходных фильтрационных скоростей в нижнем бьефе отводящего канала, в случае необходимости, нужно устраивать дренаж в концевой части водовыпусков в виде боковых обсыпных призм и расчет вести уже по графикам, полученным для дренированных сооружений, которые здесь не приводятся.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аравин В.И. и Нумеров С.Н. Теория движения жидкости и газов в недеформируемой пористой среде, М., Госиздат технико-теоретической литературы, 1953.
2. Каменский Г.Н. Движение подземных вод в неоднородных пластах, М.,-Л., Объединенное Научно-техническое изд-во, 1935.
3. Гиринский Н.К. Расчет фильтрации под гидротехническими сооружениями в неоднородных грунтах, М.-Л., Государственное изд-во строительной литературы, 1941.
4. Павловский Н.Н. Собр.соч., т.П, М.-Л., Изд-во АН СССР, 1956.

5. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод, М., Госиздат, 1953.
6. Цветкова Н.А. Технические указания для фильтрационного расчета сооружений на оросительной сети (проект), "Вопросы гидротехники", вып. II, 1963.
7. Цветкова Н.А. Фильтрация в основании водовыпусков из каналов и водохранилищ, Труды САНИИРИ, вып. 105, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1960.

ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РЕЖИМА ПЛОТИНЫ ЮЖНО-СУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Характеристика объекта

Южно-Сурханское водохранилище (полезная емкость — 610 млн.м³, высота призмы сработки 19 м) располагается на р.Сурхандарья в 70 км от впадения ее в р.Амударья.

Земляная плотина выполнена из местных материалов. Общая длина — 5 км. В наиболее глубокой русловой части на длине 2,5 км высота достигает 30 м. Профиль плотины распластанного характера.

В правобережной дамбе плотины на ПК 15,2 располагается закрытый водовыпуск, подающий воду в Ширабадский канал, с расходом 15 м³/сек.

В русловой части в плотине на ПК 18,7 располагается катастрофический сброс на расход 1100 м³/сек, сбрасывающий воду в р.Сурхан.

Дренажная сеть располагается за плотиной в виде трубчатого закрытого дренажа, расположенного параллельно оси плотины и отстоящего от нее на расстоянии 142 м. По длине дренажа через 200 м устроены смотровые колодцы с отводами в открытый коллектор, расположенный также параллельно оси плотины на расстоянии 220 м от нее.

Тело плотины выполнено намывом супесчано-гравелистых грунтов в наиболее высокой части плотины со стороны верхового и низового откосов, отсыпкой в воду суглинка в средней части между намытыми грунтами и укаткой суглинка в верхней части. Коэффициент фильтрации суглинков плотины составляет в среднем 0,05 м/сутки.

При сопряжении тела плотины с основанием по оси устроен зуб шириной 10 и глубиной 3,5 м.

Для исследования фильтрации из водохранилища был выбран район акватории и нижнего бьефа, относящийся к русловой и прирусловой частям р.Сурхан, захватывающий са-

мый высокий участок плотины на протяжении 2,7 км (ПК 15 до ПК 42).

Основанием на этом участке являются мощные аллювиальные отложения галечников, перемежающихся слоями песков, супесей, глин. Коэффициент фильтрации галечника доходит до 35-70, песка 6-14 м/сутки. Эта мощная водоносная толща — основной водоток фильтрующихся вод из водохранилища.

В этом районе как сама плотина и основание, так и прилегающий участок коллекторно-дренажной сети испытывает большие фильтрационные нагрузки.

С вводом плотины в эксплуатацию и созданием значительного фильтрационного напора в коллекторной части наблюдались от ПК 37 до 41 мощные грифоны, обусловленные интенсивной фильтрацией.

Министерством мелиорации и водного хозяйства УзССР было предложено лаборатории фильтрации САННИРИ выяснить отклонения в фильтрационном режиме Южно-Сурханского водохранилища, определить опасность действия фильтрационного потока.

Нами был проделан комплекс научных исследований в лабораторных и натурных (полевых) условиях, куда были включены пробные геофизические исследования.

Предварительные результаты исследований

1. В лабораторных условиях изучены фильтрационные свойства грунтов и динамика фильтрационного потока. Определены расчетные параметры. Оказалось, что супесчаные и суглинистые грунты на контакте с галечниками могут быть подвержены деформациям непосредственно под подошвой плотины и в зонах разгрузки потока — на выходе в коллектор и закрытый дренаж.

2. Натурные исследования показывают, что основные процессы, связанные с суффозией, происходят в основании плотины.

За период с 1967 по 1968 гг. в толще основания нагрузка потоком сместилась на участке дренажно-коллекторной

бети в левую сторону ПК 37-41 и сократилось отставание максимумов и минимумов в кривых наполнения - опорожнения водохранилища и дебита коллектора с I месяца до 10-15 дней, что характерно отмечает увеличение пропускной способности в водоносной толще и естественно подтверждает происходящие в ней скрытые суффозионные процессы.

Анализ натурных исследований показывает, что рабочее состояние самой плотины вполне удовлетворительное, фильтрационными деформациям неподвержено. Исключение составляет выходной участок потока - начало верхового клина, где ожидаемые градиенты достаточно высоки - $\gamma=3,5-4$, так как верховой клин, где он выполнен из суглинка и супеси, оказывает большое сопротивление входному потоку в основании.

В начале плотины поток не оказывает никакого давления на ее подошву, а как бы проваливается в толщу основания. Начиная примерно от середины сооружения, давление донного потока возрастает, разряжаясь постепенно в выходным зонам - частично в дренаж, а в основном - в открытый коллектор.

Анализ пьезометрических и безнапорных линий показывает напряженность верхнего слоя нижнего бьефа (за плотинной) в районе участка от ПК 28 до 41.

3. Геофизические исследования помогли установить районы интенсивной фильтрации: зоны входного потока с большой скоростью в ложе водохранилища на ПК 34-40 недалеко от оси плотины.

Результаты исследований позволяют сделать следующие практические предложения.

Эксплуатационному штату Кинно-Сурханского водохранилища необходимо обратить внимание на правильный анализ данных по характерным створам плотины, не путая показаний безнапорных и донных пьезометров.

Необходимо сделать водосливные устройства на концах отводов закрытого дренажа для замера дебита по его участкам и оборудовать соответствующей измерительной аппаратурой.

Установить донные и безнапорные пьезометры перед открытым коллектором, продолжая установленные створы на плотине от ПК 20 до ПК 41.

Для устранения разрушения откосов и дна коллектора уложить на них пригрузку из подобранного в лаборатории САНИИРИ фильтра и прикрыть его бетонными перфорированными плитами с устройством сопряжений в местах для входа отводов закрытого дренажа.

Изучение фильтрационного режима Южно-Сурханского водохранилища находится еще в начальной стадии.

Для полного выяснения процессов, происходящих при отклонении фильтрационного режима, выявление их опасностей для устойчивости плотины в целом необходимо продолжить научные исследования на основе разработанной методики в САНИИРИ с совместной интерпретацией данных лабораторных, натурных и геофизических исследований до проектного наполнения Южно-Сурханского водохранилища.

О ПРИМЕНЕНИИ ЦЕМЕНТНО-ГРУНТОВЫХ СМЕСЕЙ
В ИРРИГАЦИОННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Освоение больших площадей новых земель в различных районах СССР сопровождается созданием водохозяйственных объектов, для строительства которых требуется широкое использование местных грунтов в качестве строительного материала.

В связи с этим все большее значение приобретает искусственное улучшение строительных свойств (техническая мелиорация) грунтов.

Известно, что в результате внесения в грунты цемента получается новый строительный материал — цементогрунт. К сожалению, в Узбекистане этот материал до настоящего времени еще не получил широкого практического внедрения несмотря на то, что ирригационное строительство при освоении огромных площадей лессовых равнин не обеспечено строительными материалами.

Как известно, грунты Узбекистана и других районов СССР содержат растворимые и труднорастворимые соли, влияние которых на физико-механические свойства грунтов, укрепленных цементом, не исследовано. В названных районах распространены также сильноминерализованные воды, о влиянии которых на свойства цементно-грунтовых смесей в научно-технической литературе нет никаких сведений.

Хорошо изучены лессовые грунты европейской части Советского Союза, укрепленные цементом /1,2,3,4,9,13-15, 16,17 и 18/. Но механически переносить результаты, полученные этими исследователями, на лессовые грунты Средней Азии нельзя, так как вещественный состав и физико-технические свойства их различны. Прежде всего следует отметить во многих районах Узбекистана и других республиках Средней Азии наличие различных солей в лессовых грунтах, присутствие которых резко изменяет поведение грунтов при ис-

пользовании их в ирригационных сооружениях.

В связи с этим в лаборатории инженерного грунтоведения САНИИРИ с 1966 г. под руководством доктора технических наук Е.Д.Рожественского изучаются физико-технические свойства цементно-грунтовых смесей. Рассматривается поведение уплотненных смесей незасоленного лессового грунта с портландцементом в условиях воздушного и водного режимов, а также смесей, содержащих гипс. Кроме того, изучается поведение этих смесей при хранении в минерализованных растворах.

I. Методика исследований. На основании опытов последних лет /3/ известно, что необходимо соблюдать правила, от выполнения которых зависят получаемые прочность и водостойкость цементно-грунтовых смесей. Правила, которых мы придерживались в опытах, следующие:

1) подопытный грунт растирали в воздушно-сухом состоянии и просеивали через сито с отверстиями в 1 мм, в результате чего получалась порошкообразная масса;

2) определенные навески просеянной массы и портландцемента тщательно перемешивались;

3) в полученную смесь вносилось количество дистиллированной воды, обеспечивающее заданную оптимальную влажность;

4) смеси уплотнялись ударным способом до предусмотренной плотности^{х/}.

Увлажненная грунтосмесь в специальном кольце (внутренний диаметр — 7 см, высота — 4 см) помещалась в форму копра, после чего ударами бойка производилось уплотнение.

Динамика уплотнения фиксировалась измерением осадки грунта в кольце (с точностью до 0,5 мм). Чтобы получить сравнимые результаты уплотнялась такая же масса (2000 г) абсолютно сухой смеси.

^{х/} Для уплотнения грунтосмеси был использован лабораторный копер Клебе-Тетмайера. Вес бойка — 3,0 кг; высота падения бойка 0,5 м; удельный импульс удара $24,0 \frac{\text{г} \cdot \text{сек}}{\text{см}^2}$.

А.Н.Либедевым /8/ и другими исследователями установлено, что уплотнение грунтов легче протекает при определенной "оптимальной" влажности. Оптимальная влажность определяется появлением при увлажнении на поверхности грунта частичек водно-коллоидной пленки. В начале увлажнения образуются пленки, оказывающие смазывающее действие. Это приводит к легкому уплотнению грунта. Положительное увеличение увлажнения грунта заканчивается при определенном количестве влаги. Дальнейшее увеличение увлажнения дает отрицательный результат, т.е. уплотняемость грунта падает вследствие увеличения толщины водно-коллоидной пленки, которая оказывает расклинивающее действие. В невязкопластичных грунтах "оптимальная" влажность лежит между максимальной молекулярной влагоемкостью и нижним пределом пластичности. Для лессовых грунтов ее величина равна максимальной молекулярной влагоемкости. Максимальная плотность грунтосмеси может быть достигнута лишь тщательным ее уплотнением при оптимальной влажности до начала твердения и процессов структурообразования /2/.

Следовательно, при разработке того или иного метода укрепления грунтов необходимо выбирать такие составы смесей, твердение которых во времени начинается не ранее, чем будет произведено уплотнение готовой смеси. Таким образом, очевидна взаимосвязь и взаимообусловленность метода укрепления и технологии работ в формировании заданных свойств укрепленного грунта.

Для того, чтобы выявить величину оптимальной влажности уплотнения грунтосмеси, работа производилась при широком изменении диапазона влажности (от 12% до 22%, с интервалом в 2%).

Работа, затрачиваемая на уплотнение, подсчитывается по формуле

$$A = P_{\delta} \cdot H_n,$$

где A — работа, кг/м;
 P_{δ} — вес бойка копра, кг;
 H — высота падения бойка, м;
 n — количество ударов бойка.

При укреплении грунта необходимо думать об экономном расходовании стабилизаторов^{x/}. Поэтому обеспечение необходимой прочности укрепленного грунта нужно решать при наименьшем расходе вяжущих материалов. Исходя из этих соображений, мы выбрали две дозировки портландцемента — 10 и 15% от веса сухого грунта.

В своем исследовании мы определили размеры эффективного содержания портландцемента и выявили условия для получения оптимального состава грунтосмеси.

Из уплотненных грунтосмесей готовились кубики размерами 3х3х3 см. Для установления влияния разных режимов на физико-механические свойства эти образцы хранились на воздухе и в воде, а также подвергались попеременному замораживанию и оттаиванию. Динамика изменения главного свойства смесей — механической прочности (при воздушном и водном режимах хранения) устанавливалась путем испытания образцов со следующими сроками хранения: 7, 28, 180, 360 и 540 дней.

II. Характеристика использованных веществ. В качестве основных материалов исследований были использованы: лессовый грунт, портландцемент, двуводный гипс, сернокислый магний. Ниже приводятся характеристики этих веществ.

Лессовый грунт был отобран в районе станции им. Сабира Рахимова Ташкентской железной дороги. Данные о его зернистом составе, физических показателях и солевом комплексе приведены в табл. I, 2 и 3.

По гранулометрическому составу грунт следует отнести к пылеватым супесям (по В.В.Охотину) (табл. I).

Результаты анализов водной и солянокислой вытяжки показывают, что грунт слабо засолен. Как и всякий лессовый грунт, он сильно карбонизован.

Портландцемент взят с Бекабадского цементного завода. Он имеет выпускную марку 500, удельный вес 3,1 г/см³, а удельную поверхность 4800 см²/г^{xx/}. Активность цемента

^{x/} В данном случае цемента.

^{xx/} Значение удельной поверхности было определено при помощи пневматического поверхностемера типа ПСХ-2 в Институте химии АН УзССР.

Таблица I

Гранулометрический состав

Грунт	Размеры фракций, мм							Отмы- тые соли
	>0,25	0,25- 0,10	0,10- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	0,005- 0,001	<0,001	
	Содержание, %							
Лессовая песок	0,29	0,15	4,66	68,82	15,23	1,68	7,59	1,58

Примечание. При гранулометрическом анализе в качестве стабилизатора применялся 10%-й раствор аммиака.

Таблица 2

Физические показатели

Удельный вес, γ г/см ³	Максимальная молекулярная влагоёмкость, %	Влажность пределов пластичности, %		
		предел те- кучести	предел раскатыва- ния	число пла- стичности
2,72	17-18	28	21	7

Таблица 3

Солевой комплекс

Плотный остаток:	Водная вытяжка, %						Соляно-кислая вытяжка, %		
	HCO_3'	Cl'	SO_4	Ca	Mg	$Na+K$	SO_4	Ca	Mg
1,060	0,037	0,006	0,632	0,190	0,014	0,272	3,59	8,63	1,62

во время наших опытов оказалась равной 440 кг/см^2 , а срок охватывания — около 4-х часов.

Сернокислый кальций взят в виде порошка двуводного гипса ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), химически чистым.

*/ Содержание определено расчетом.

Сернокислый магний взят химически чистый, мелко-кристаллический, семиводный ($MgSO_4 \cdot 7H_2O$); в опытах использовался в пересчете на безводную соль ($MgSO_4$).

Результаты исследований

Установление оптимальной влажности — одно из необходимых условий для достижений достаточной плотности смеси цемент — грунт.

Чтобы установить эту влажность смесей с добавками 10–15% портландцемента от веса воздушно сухого грунта, мы провели несколько серий опытов со смесями при влажности от 12 до 22% (с интервалом в 2%).

Оптимальная влажность для выбранных нами смесей оказалась близкой к оптимальной влажности чистого лессового грунта (16%) (рис.1).

На водостойкость цементно-грунтовых смесей большое влияние оказывают химико-минералогические составы цемента и грунта, а также количество вводимого цемента.

Для выявления водостойкости смеси было выполнено несколько десятков опытов по размоканию для грунта без добавки портландцемента и для смесей с добавкой 10 и 15% портландцемента (около 2,5 тысяч опытов) от веса воздушно-сухого грунта.

Образцы из чистого лессового грунта сразу после погружения их в воду распадались, а образцы с портландцементом (10 и 15%) сохранили свою первоначальную форму и после полутора лет (рис.2).

Механическую прочность лессового грунта можно существенно увеличить уплотнением в определенных условиях с добавкой 10–15% портландцемента марки 500.

На величину механической прочности оказывают влияние многие факторы, в частности начальная влажность и плотность грунтосмеси. Для выявления исходной влажности в формировании механической прочности лессового грунта, по данным табл. 4 и 5 построены графики (рис.1) зависимостей прочности от влажности при максимальных плотностях грунто-

смесей, полученных при различных исходных влажностях и испытанных в возрасте 7 и 28 дней (добавки портландцемента 10 и 15%).

Результаты опытов выявили также такую зависимость: чем выше влажность смеси при уплотнении, тем существеннее увеличение ее прочности. Эта взаимосвязь отмечена до определенной оптимальной влажности.

Таким образом, прочность укрепленных грунтов находится в прямой зависимости от влажности смеси при уплотнении. Так, при изменении влажности уплотняемого грунта (в диапазоне 12-22%) наблюдалось нарастание механической прочности образцов, как правило, лишь при увеличении влажности до 16%, а затем наблюдалось некоторое ее снижение. В процентном выражении увеличение прочности составило от 60 до 120%.

Таблица 4

Семидневные образцы

Влаж- ность при уп- лотне- нии смес- и, %	Объемный вес, г/см ³			Прочность при сжатии, кгс/см ²		
	образец из чи- стого грунта	образец из смеси		образец из чи- стого грунта	образец из смеси	
		добавка цемента	добавка цемента		добавка цемента	добавка цемента
		10%	15%		10%	15%
12	1,40	1,60	1,62	3	21 (16)	38 (35) ^x
14	1,50	1,70	1,72	18	34 (34)	47 (44)
16	1,65	1,74	1,76	20	45 (35)	59 (50)
18	1,60	1,73	1,75	19	40 (34)	56 (50)
20	1,50	1,72	1,73	17	39 (32)	55 (47)

Отмечено, что с увеличением добавки цемента при равных условиях режима увеличивается прочность смеси. Например, для образца с 10% цемента (7-дневном сроке хранения в воздушном режиме) значение прочности оказалось

^{x/} В скобках приводятся значения прочностей образцов, хранившихся в воде.

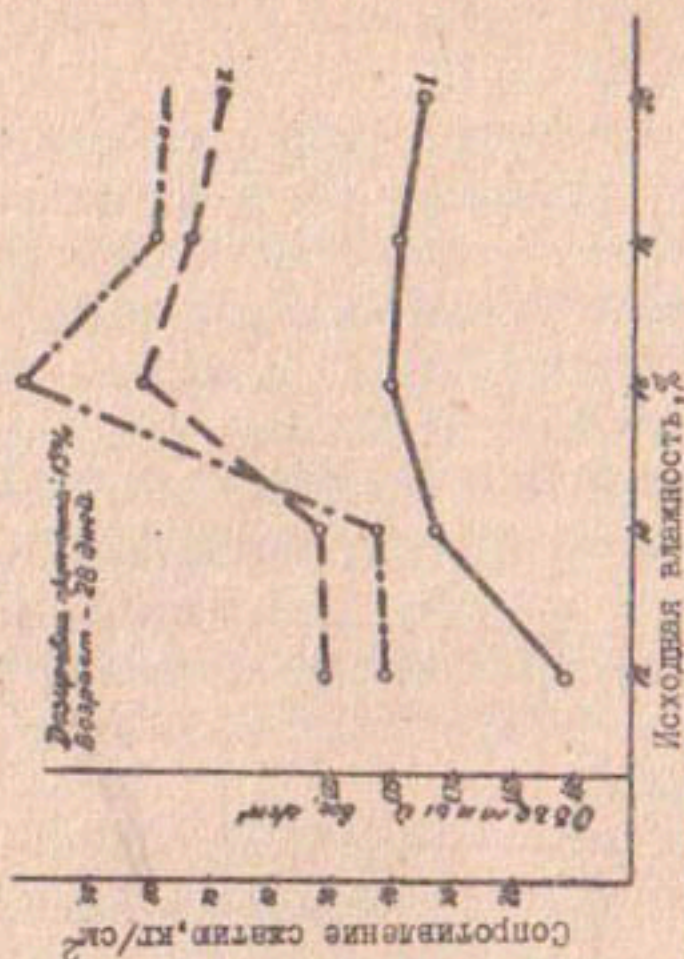
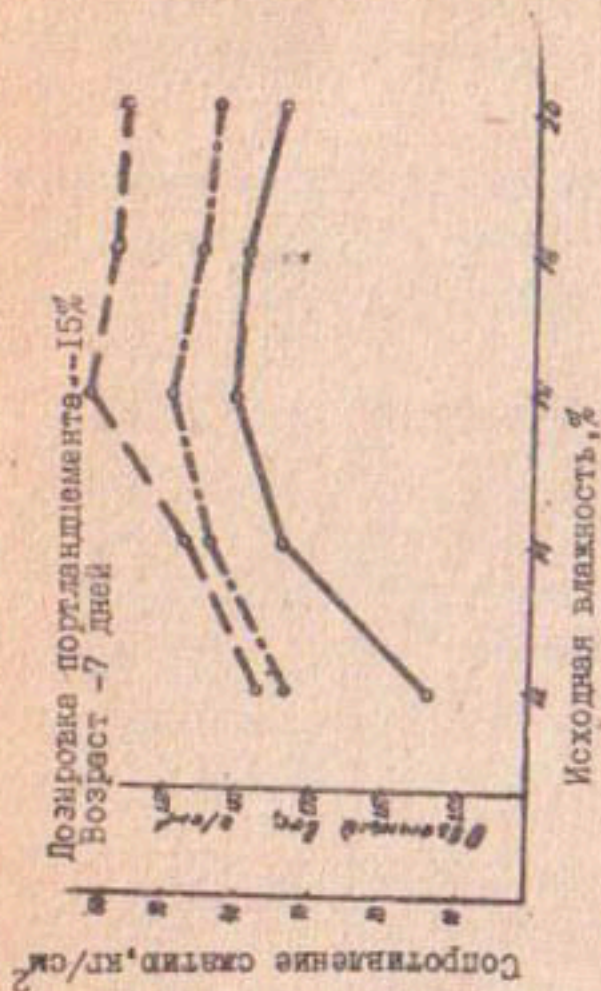
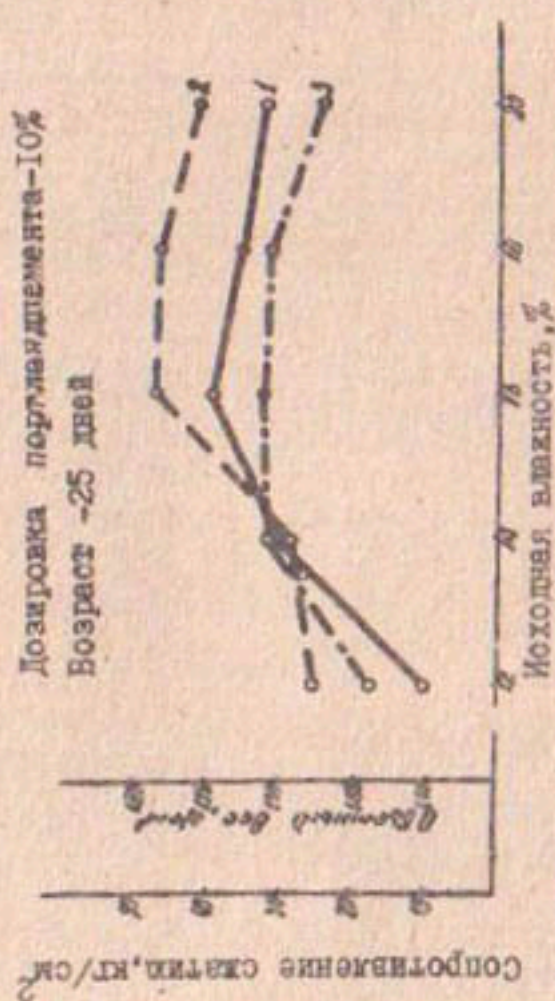
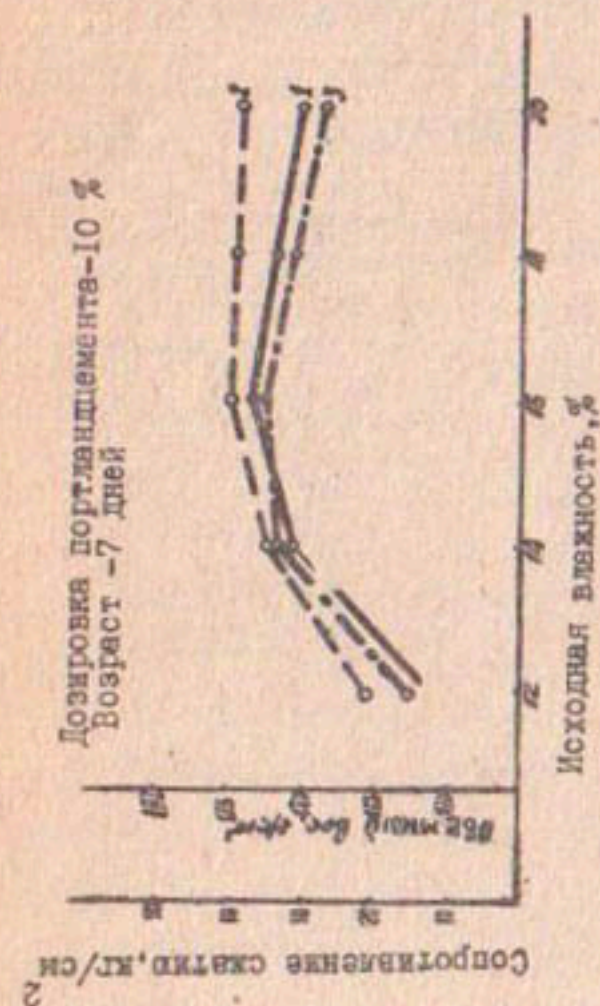


Рис. 1. Изменение механической прочности цементогрунтовых смесей в зависимости

от дозировки портландцемента, исходной влажности:

1-объемный вес; 2-хранение воздушное; 3-хранение водное.

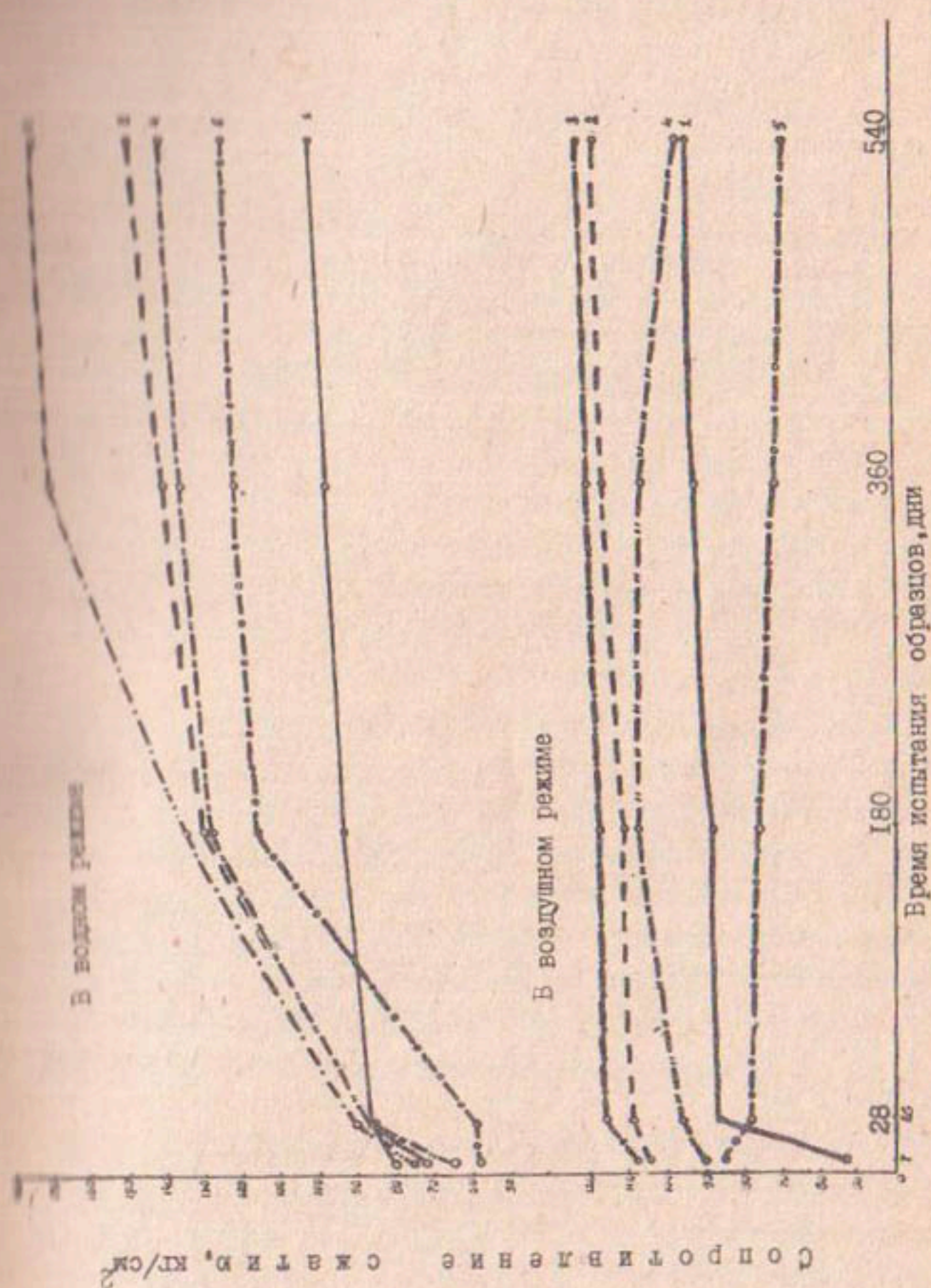


Рис. 2. Влияние гипса на изменение механической прочности (во времени) образцов цементно-грунтовых смесей

46,5 кгс/см², а с 15% цемента – 57,8 кгс/см², т.е. увеличение добавки портландцемента на 5% вызвало увеличение механической прочности грунтосмеси на 45%.

Таблица 5

Двадцативосьмидневные образцы

Влаж- ность при уп- лотне- нии, %	Объемный вес, г/см ³			Прочность при сжатии, кгс/см ²		
	образец из чи- стого грунта	Образец из смеси		образец из чи- стого грунта	Образец из смеси	
		добавка цемента 10%	добавка цемента 15%		добавка цемента 10%	добавка цемента 15%
12	1,40	1,60	1,62	3	25 (17)	51 (42) ^x
14	1,50	1,70	1,72	18	29 (31)	53 (44)
16	1,65	1,74	1,76	20	44 (33)	81 (97)
18	1,60	1,73	1,75	19	43 (30)	77 (80)
20	1,50	1,72	1,73	17	40 (24)	75 (80)

Имеют значение и условия хранения. Образцы, хранившиеся в воздушном режиме, как правило, имеют меньшую прочность, чем образцы, хранившиеся в воде. Например, эта разница для 28-дневного хранения достигала порядка 25%.

На качество смеси оказывает влияние и срок хранения. У всех испытанных образцов отмечен рост механической прочности со временем, причем интенсивность этого роста существеннее в образцах с большей дозировкой портландцемента в период от 7 до 28 дней (при 15%-ной дозировке составил 28%, при 10%-ной – 8%).

В опытах с 15%-ной дозировкой портландцемента хранение в воде давало более существенный прирост прочности во времени, чем при хранении на воздухе (43 и 27%). Приведенное сравнение относится к образцам 7 и 28-дневных сроков хранения (табл. 4, 5).

^x В скобках приводятся значения прочностей образцов, хранившихся в воде.

Мы изучали режимы твердения цементно-грунтовых смесей, приготовленных на портландцементе. Результаты исследований показали, что цементно-грунтовые смеси набирают необходимую механическую прочность при любых режимах твердения, но в зависимости от принятого режима она может быть выше или ниже (табл. 4, 5).

Влияние различных режимов твердения на прочность цементно-грунтовых смесей изучалось рядом исследований. Так, например, В.Г.Самойлов [13, 14, 15] изучал твердение разных видов грунтов с различными дозировками цемента в условиях воздушного и водного хранения. Прочность образцов, твердевших в водных условиях, в два-три раза превышала прочности образцов, хранившихся на воздухе.

В.М.Безрук [3, 4] на основании своих исследований утверждает, что при твердении в воздушно сухих условиях цементно-грунт набирает примерно на 50% меньше прочности, чем при твердении в воздушно влажном или водном режимах.

Наши наблюдения, продолжавшиеся полтора года, показали, что в ранние сроки твердения (7 и 28 дней) прочность грунтосмеси, хранящейся в воздушном режиме, выше, чем в водном.

При более долгих сроках хранения прочность образцов водного твердения становится выше, чем при воздушном режиме.

Опыты на морозостойкость показали, что цементно-грунт обычно достигает достаточной морозостойкости не к 28-дневному сроку твердения, как цементный раствор, а примерно к 90-дневному.

Наши исследования показали, что после 12 циклов попеременного замораживания и оттаивания образцы с 10%-ной дозировкой портландцемента после 28 дней сохраняют предел прочности при сжатии 35-55 кг/см², следовательно, смеси с 15%-ным портландцементом сохраняют еще большую прочность.

Учитывая наличие в лессовых грунтах Средней Азии различных солей, чаще всего гипса ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), мы решили в первую очередь установить влияние на прочность цементно-грунтовых смесей определенных количеств этой соли.

Опыты включали испытание образцов грунтовых смесей, содержащих четыре дозировки гипса ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$): 2, 4, 8 и 16%. Исходными материалами для них послужили грунт и цемент, физико-технические характеристики которых приводились выше. Изготовлены они были согласно методике, применяемой при изучении смесей незасоленного лессового грунта с портландцементом. Единственное изменение в технологии приготовления образцов заключалось в добавлении одной из указанных дозировок гипса в сухую смесь грунта с портландцементом и дополнительном перемешивании ее. Водное твердение приготовленных образцов производилось в ваннах из нержавеющей материала^{х/}. Продолжительность опыта была рассчитана на полтора года со сроками испытаний образцов: 7, 28, 180, 360 и 540 дней.

Было изучено влияние двух режимов: водного^{х/} и воздушного (табл. 6, 7).

Анализируя данные таблиц 6 и 7, можно прийти к заключению, что динамика изменения механической прочности загипсованных цементно-грунтовых смесей отличается от незатипсованных. Поскольку характер протекания динамики изменения механической прочности идентичен и отображает постепенный рост прочности во времени^{хх} (независимо от дозировки гипса и режима хранения), мы приводим кривые изменения механической прочности смесей за период хранения до полутора лет (рис. 2). Образцы смесей были уплотнены при влажности 18% с содержанием 15% портландцемента.

В заключение следует отметить, что наиболее интенсивное увеличение механической прочности наблюдается у смесей, содержащих 4% гипса (независимо от способа хранения).

Механическая прочность цементно-грунтовых смесей, как уже ранее отмечали, зависит от таких факторов, как вещественный состав (дозировки гипса, портландцемента), воздействие окружающей среды, а также режим хранения.

Рассмотрим характер влияния этих факторов в отдельности.

^{х/} Образцы хранились в слабоминерализованной (плотный остаток колебался в пределах 0,3–0,5 г/л) воде.

^{хх/} Исключение составляет смесь с 16% гипса при хранении ее на воздухе.

Таблица 6

Хранение образцов на воздухе

Дозировка портланд- цемента, %	Влажность при уп- лотнении, %	Дозировка: гипса в грунто- смеси, %	Время испытаний, дни				
			7	28	180	360	540
			сопротивление на сжатие, кгс/см ²				
10	16	0	50	51	51	70	70
	"	2	52	63	64	70	72
	"	4	85	85	86	90	92
	"	8	60	60	62	70	70
	"	16	56	54	51	48	46
10	18	0	51	51	50	63	65
	"	2	61	64	66	78	86
	"	4	76	77	80	94	103
	"	8	60	64	71	73	78
	"	16	58	59	64	69	74
15	16	0	60	81	83	100	100
	"	2	105	109	111	116	118
	"	4	108	116	117	122	123
	"	8	91	108	107	106	96
	"	16	86	79	74	71	68
15	18	0	53	77	80	95	98
	"	2	81	95	98	127	132
	"	4	108	108	113	154	158
	"	8	82	85	95	115	124
	"	16	78	73	65	62	60

Таблица 7

Хранение образцов в воде

Дозировка портланд- цемента, %	Влажность при уп- лотнении, %	Дозировка гипса в грунто- смеси, %	Время испытаний, дни				
			7	28	180	360	540
			сопротивление на сжатие, кгс/см ²				
10	16	0	50	56	63	90	92
	"	2	55	66	72	94	95
	"	4	58	70	99	106	138
	"	8	55	62	86	95	97
	"	16	44	54	65	72	72
10	18	0	48	52	56	92	92
	"	2	50	62	92	93	96
	"	4	81	88	94	107	112
	"	8	43	65	85	38	92
	"	16	36	57	76	80	88
15	16	0	62	94	108	108	112
	"	2	73	106	130	141	130
	"	4	106	121	135	171	175
	"	8	66	88	128	136	141
	"	16	59	60	116	122	125
15	16	0	62	80	106	108	111
	"	2	89	98	107	167	178
	"	4	93	114	124	182	193
	"	8	57	91	122	143	138
	"	16	53	83	95	132	115

Сравнительные данные зависимостей механической прочности от дозировки гипса представлены на рис.3. Значение механической прочности смесей выражено в процентах от значений механической прочности незагипсованной смеси (табл. 8,9). Данные приведены для смесей, уплотненных при оптимальной влажности, равной 16%.

Таблица 8

Прочность образцов из цементно-грунтовых смесей, выраженных в процентах от прочности незагипсованной смеси (при воздушном хранении)

Дозировка порт- ландцемента, %	Дозировка гипса, %			
	2	4	8	16
10	103	131	100	66
15	118	123	96	68

Таблица 9

Прочность образцов из цементно-грунтовых смесей, выраженных в процентах от прочности незагипсованной смеси (при водном хранении)

Дозировка порт- ландцемента, %	Дозировка гипса, %			
	2	4	8	16
10	103	115	105	78
15	146	156	126	112

В результате исследований выяснилась определенная закономерность, заключающаяся в том, что внесение в грунтосмесь до 4% гипса приводит к увеличению их механической прочности; при дальнейшем же увеличении дозировки наблюдается последовательное падение прочности.

Портландцемент, внесенный в различные порошкообразные вещества, является активным связывающим компонентом, поэтому величина дозировок его в грунтомесях играет значительную роль в поведении загипсованных цементно-грунтовых смесей.

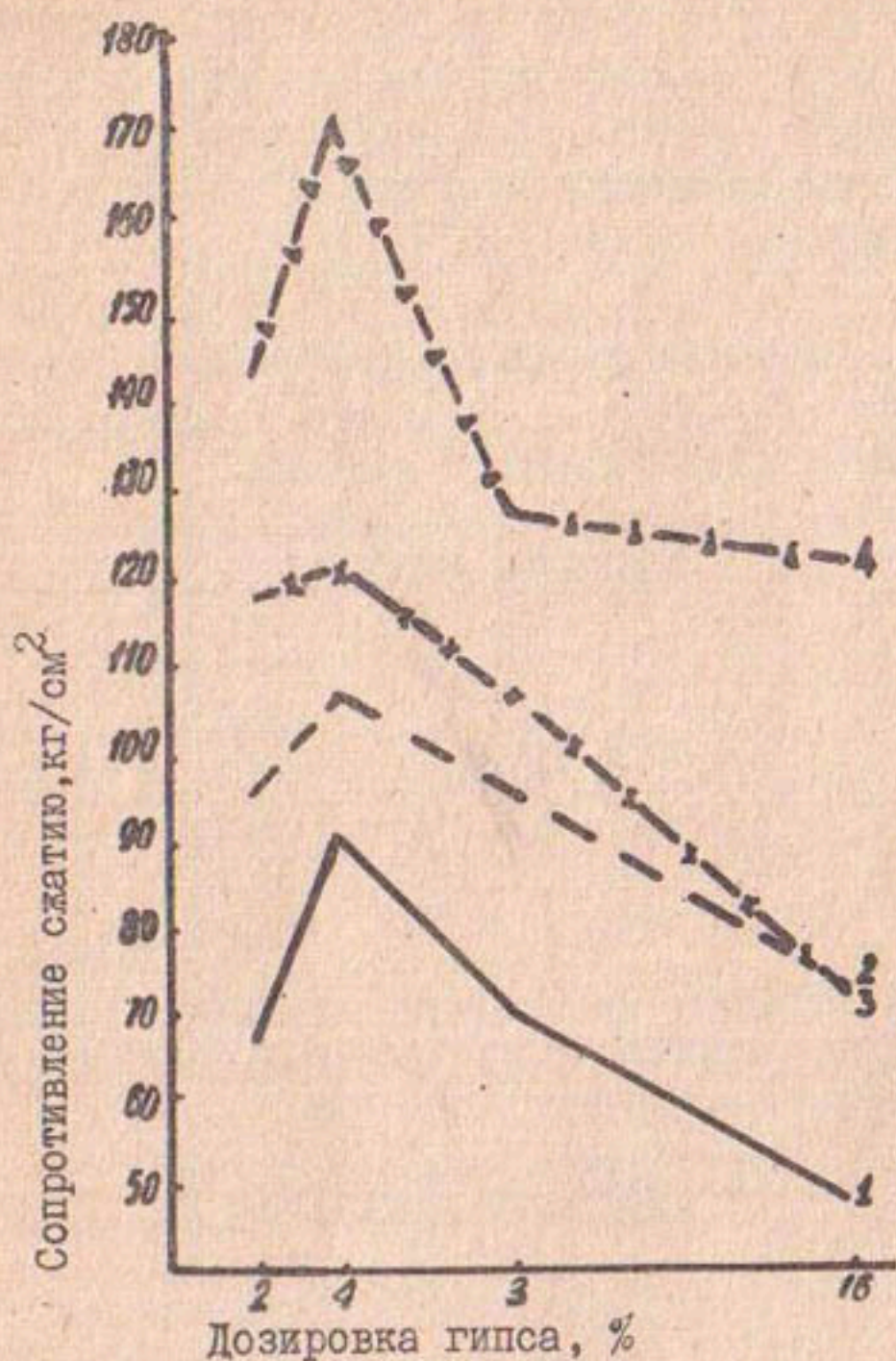


Рис. 3. Влияние различных дозировок гипса на изменение механической прочности образцов из цементно-грунтовых смесей:

- 1- цементно-грунтовая смесь, портланд-цемент-16%, водное хранение;
- 2- цементно-грунтовая смесь, п/цемента-16%, водное хранение;
- 3- цементно-грунтовая смесь, п/цемент 15%, воздушное хранение;
- 4- Цементно-грунтовая смесь, п/цемент-15%, хранение водное.

Таблица 10

Прочность цементно-грунтовых смесей в зависимости от дозировки портландцемента и гипса, выраженных в процентах от незагипсованной смеси (при водном хранении)

Дозировка порт- ландцемента, %	Дозировка гипса, %			
	2	4	8	16
10	104	122	100	95
15	160	174	124	103

В таблице 10 приведены результаты испытаний образцов, уплотненных при оптимальной влажности после полутора лет.

Как и следовало ожидать, увеличение дозировки портландцемента приводит к увеличению механической прочности цементно-грунтовых смесей, независимо от дозировки гипса и режима хранения.

Степень увлажнения грунтов при их уплотнении играет неключительную роль. Не имея технической возможности изучить степени увлажнения в широком диапазоне, мы ограничились изучением смесей с оптимальной влажностью (табл. II, I2).

Таблица II

Прочность цементно-грунтовых смесей в зависимости от влажности при уплотнении и дозировки гипса, выраженных в процентах от прочности незагипсованной смеси (при воздушном хранении)

Влажность при уплотнении, %	Дозировка гипса, %			
	2	4	8	16
16	118	123	96	68
18	135	161	127	61

Обычно увеличение влажности при уплотнении приводит к росту механической прочности цементно-грунтовых смесей. Наиболее резко эта закономерность проявляется при малых дозировках гипса /II, I2/.

Таблица 12

Прочность цементно-грунтовых смесей в зависимости от влажности при уплотнении и дозировки гипса, выраженных в процентах от прочности таковой незагипсованной смеси (при водном хранении)

Влажность при уплотнении, %	Дозировка гипса, %			
	2	4	8	16
16	146	156	126	112
18	160	174	124	103

Данные о влиянии режима хранения на физико-механическую прочность цементно-грунтовых смесей представлены в табл. 13, в которой приведены величины прочности смесей, содержащих 15% портландцемента, уплотненных при оптимальной влажности после полутора лет хранения.

Таблица 13

Прочность загипсованных цементно-грунтовых смесей, выраженных в процентах от прочности незагипсованной смеси

Вид хранения	Дозировка гипса, %			
	2	4	8	16
Воздушное	118	123	96	68
Водное	146	156	126	112

Данные таблицы свидетельствуют о том, что при малых дозировках гипса вид хранения в общем мало сказывается на прочности смеси, а при больших (16%) — механическая прочность у образцов водного хранения значительно выше.

В условиях ирригационного строительства республик Средней Азии большое практическое значение приобретает коррозионность портландцемента, так как грунтовые воды обычно минерализованы и содержат иногда большое количество сернокислых солей.

По данным многих исследователей, сернокислый магний из всех встречающихся в природных водах солей наиболее разрушающе действует на бетон. В своих опытах мы

отренилось выявить влияние сернокислого магния на цементно-грунтовые смеси.

Образцы для опытов (в форме кубиков 3х3х3 см) готовились из цементно-грунтовых смесей по ранее описанной технологии. Были применены растворы трех концентраций сернокислого магния: 3, 6 и 60 г/л. Они были выбраны, исходя из тех соображений, что такое содержание $MgSO_4$ наиболее часто встречается в природных водах.

Было изготовлено около 400 образцов, уплотненных при влажности I6 (оптимальной) и I8%. Хранились они в ваннах из нержавеющей металла, с вышеуказанными концентрациями растворов. Были намечены пять сроков испытаний: 7, 20, 180, 360 и 540 дней.

Характер изменения механической прочности образцов, изготовленных из грунтосмесей лессового грунта с указанными дозировками (I0 и I5%) портландцемента, в зависимости от продолжительности хранения, представлен в табл. I4, на основании которой построены кривые (рис. 4).

Из табл. I4 следует, что образцы, изготовленные из грунтосмесей с дозировкой I0% портландцемента, в растворе соли с 60 г/л оказались неустойчивыми, а для остальных, независимо от дозировок портландцемента и концентрации соли, сопротивление во времени повышалось. Наибольшее увеличение сопротивления можно наблюдать от 3 месяцев до одного года, наименьшее — от одного до полутора лет. Сравнивая эти образцы с поведением тех, которые хранились в водном режиме, можно прийти к заключению, что динамика изменения сопротивлений их аналогична.

Количественные изменения сопротивления образцов, хранящихся в растворах, выражены в процентах от сопротивлений образцов, хранящихся в воде для данного срока (табл. I5).

Механическая прочность цементно-грунтовых смесей зависит также от концентрации соли в растворе (табл. I6).

Таблица I4

Влаж- ность при уплот- нении, %	Время испытания, дни										Содержание соли в растворе, г/л	Сопротивление на сжатие, кгс/см ²																	
	7	:	28	:	180	:	360	:	540	:																			
Дозировка портланд- цемента, %	3	:	6	:	60	:	3	:	60	:	3	:	6	:	60	:	3	:	6	:	60								
I6	44.		37	разр.	56		52	разр.	75		65	разр.	103		78	разр.	III		98	разр.									
I0		18	39		36	разр.	53		49	разр.	68		61	разр.	110		80	разр.	124		95	разр.							
		I6	56		54		49		63		59		108		106		102		150		132		117		152		134		121
I5		I8	48		41		30		57		45		78		70		55		141		128		111		145		129		111

Таблица I6

Дозировка портланд- цемента, %	:Содержание соли в растворе, г/л		
	3	6	60
I0	I2I	I07	разр.
I5	I49	I40	I28

Как показали опыты, увеличение концентрации раствора приводит к уменьшению механической прочности образцов из цементно-грунтовых смесей (табл. I7), а увеличение дозировки портландцемента приводит к увеличению механической прочности цементно-грунта независимо от концентрации раствора. Кривые зависимостей прочности смеси от содержания соли в растворе представлены на рис. 4.

Поскольку при увлажнении смесей происходят процессы гидролиза и гидратации портландцемента, регулирующие формирование механической прочности цементно-грунтовых смесей, влияние степени увлажнения этих смесей приобретает исключительное значение.

Таблица I7

Влажность при уплот- нении, %	:Содержание соли в растворе, г/л		
	3	6	60
I6	I49	I40	I28
I8	I28	II4	I02

Опыты показали, что при увеличении влажности уплотнения механическая прочность смесей уменьшается (табл. I7).

В ы в о д ы

I. Укрепление лессовых грунтов с принятыми нами дозировками портландцемента I0 и I5% приводит к увеличению их механической прочности, водостойкости по сравнению с чистым грунтом. При определенных условиях получения грунто-смесей можно добиться практической их водонепроницаемости.

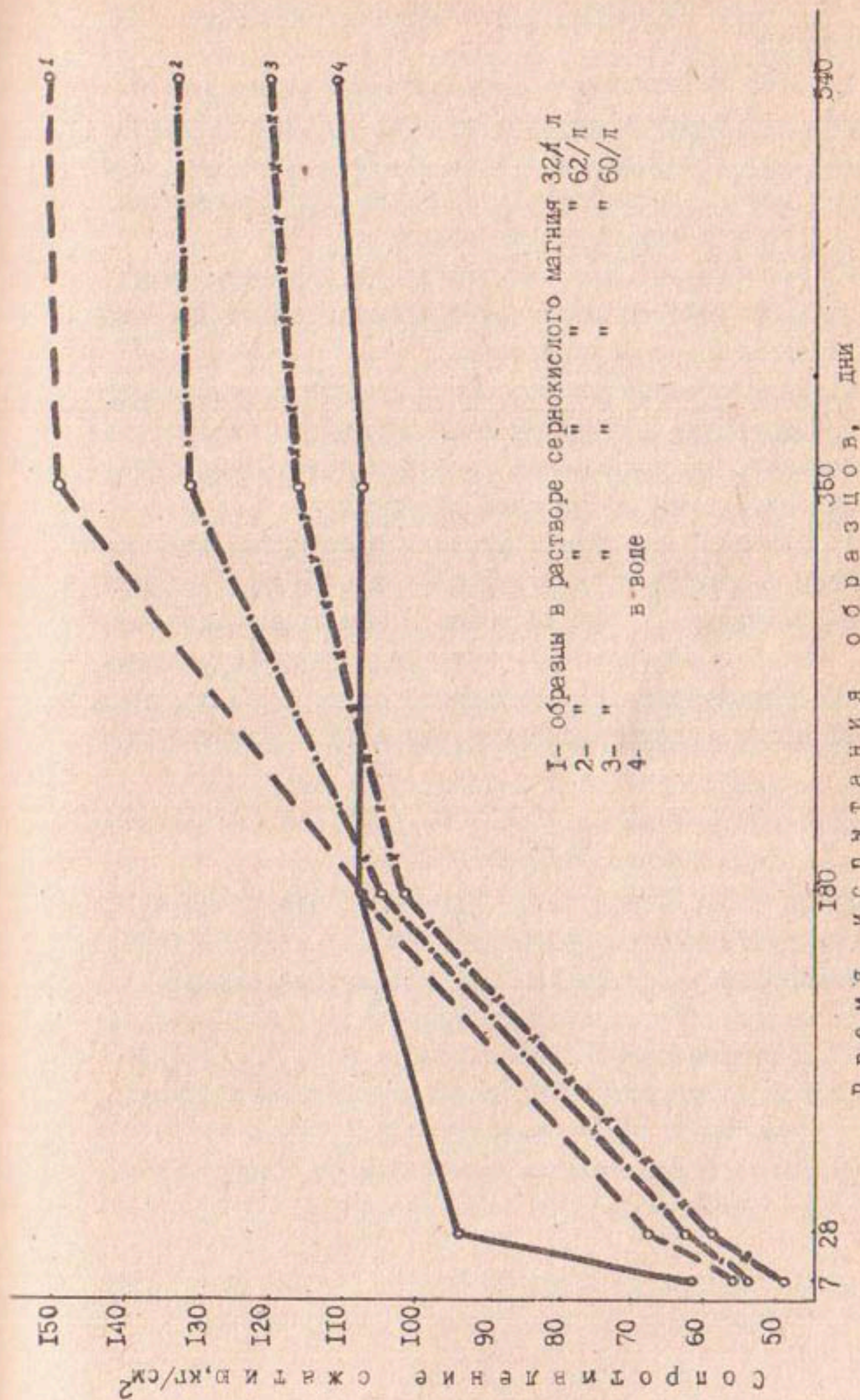


Рис. 4. Влияние растворов сернокислого магния на изменение механической прочности образцов из цементногрунтовых смесей. Добавка портландцемента-15%.

Полученные нами грунтосмеси можно рекомендовать для использования в ирригационном строительстве (в ложах каналов и в конструктивных частях мелких гидротехнических сооружений).

2. Степень увеличения механической прочности и водостойкости цементно-грунтов зависит от многих факторов, а именно: дозировки портландцемента, влажности при уплотнении смеси, достигаемой плотности при уплотнении, а также срока и режима существования.

3. Укрепленные лессовые грунты в изученных нами пределах (10 и 15%) по морозостойкости отвечают требованию ирригационного строительства.

4. Загипсованность лессового грунта до определенного его содержания (до 8% от веса сухого грунта) оказывает положительное влияние на увеличение механической прочности независимо от условий хранения.

5. Цементно-грунтовые смеси в растворах сернокислого магния ($MgSO_4$) ведут себя в зависимости от концентрации раствора, срока хранения и дозировки портландцемента. Смеси с дозировками портландцемента 15% оказались более устойчивыми в агрессивной среде, чем растворы (вольский песок + портландцемент) из чистого портландцемента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аскалонов В.В., Гокин А.Н. Здания и сооружения из грунтоцемента, Минстрой, РСФСР, ЦБТИ, М., 1957.
2. Аскалонов В.А., Вайсфельд Г.Б. Цементно-грунтовые смеси для устройства фундаментов, Изд. Бюро технической помощи НИИ Горсельстроя, М., 1955.
3. Безрук Б.М. Теоретические основы укрепления грунтов цементами, Автотрансиздат, М., 1956.
4. Безрук Б.М. Укрепление грунтов, Изд-во "Транспорт", М., 1965.

5. Кенджаев Р.К. К вопросу об использовании цементно-грунтовых смесей в ирригационном строительстве, "Строительство и архитектура Узбекистана", вып.8, Ташкент, 1968.
6. Кенджаев Р.К. Влияние гипса, содержащегося в лессовом грунте, на некоторые физико-технические свойства цементно-грунтовых смесей, "Строительство и архитектура Узбекистана", вып.4, Ташкент, 1969.
7. Москвин В.М. Коррозия бетона, М., 1952, Изд-во АН СССР.
8. Лебедев А.Н. Уплотнение грунтов при различной их влажности, Ленинград, Стройвоенмориздат, 1947.
9. Морозов С.С. Опыт придания грунтам механической прочности, водостойкости и морозостойкости добавками портландцемента, Изд. МГУ, 1953.
10. Рождественский Е.Д. Лессовые грунты Узбекистана как материал для земляных плотин, Изд-во "Фан", Ташкент, 1962.
11. Рождественский Е.Д. Влияние малых количеств гипса на временное сопротивление цементных растворов, "Ирригация и гидротехника", вып.7, Ташкент, 1935.
12. Рождественский Е.Д. О коррозии бетона, "Сборник статей по ирригации и гидротехнике", САНИИРИ, Ташкент, 1937, № I.
13. Самойлов В.Г. Придание дисперсным грунтам водоустойчивости и механической прочности введением в них портландцемента, Диссертация, 1957.
14. Самойлов В.Г. Изменение физико-механических свойств грунтов под влиянием гидролиза цемента, Вестник МГУ, 1950, вып.4.
15. Самойлов В.Г. Влияние длительного действия воды на прочность грунто-цементных систем, Вестник МГУ, 1951, вып.II.
16. Тарашанский Е.Г. Цементно-грунт - местный строительный материал, Минстрой РСФСР, М., 1958.

17. Материалы к пятому совещанию по закреплению и уплотнению грунтов, Новосибирск, 1966.
18. Материалы к шестому Всесоюзному совещанию по закреплению и уплотнению грунтов, Изд. МГУ, 1968.

ИССЛЕДОВАНИЕ ГЛУБИНЫ ДЕФОРМИРУЕМОЙ ЗОНЫ
СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
ПОД ШТАМПАМИ В ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ

При расчетах осадки сооружений важно знать глубину деформируемой зоны грунта в основании загруженного фундамента. Сжимаемая толща основания для фундаментов согласно СНиП II-Б.1-62 определяется глубиной z' по условию

$$\rho_z = 0,2 \rho \delta_z \dots$$

Применение этой рекомендации для слабых водонасыщенных глинистых грунтов требует экспериментальной проверки. Ранее проведенные работы по изучению величины сжимаемой толщи основания под фундаментами позволили ввести определенные поправки при определении величины условной активной зоны /1, 2, 3, 4/. Однако экспериментальных исследований на слабых водонасыщенных глинистых грунтах проведено недостаточно, поэтому невозможно судить о степени условности в вышеизложенной рекомендации.

В лаборатории слабых водонасыщенных глинистых грунтов ВНИИ оснований и подземных сооружений были проведены полевые исследования по изучению напряженно-деформативной зоны в основании фундаментов и штампов различной площади и формы. Задача исследований — замерить послойные вертикальные деформации оснований под нагруженными штампами и провести сравнение замеренной деформированной зоны грунта под штампами с условной сжимаемой зоной в соответствии со СНиП II-Б.1-62.

Исследования проводились круглыми жесткими штампами площадью 10000 см^2 на территории, сложенной водонасыщенными глинистыми грунтами. Лабораторные исследования по-

показали, что до глубины 6 м свойства грунта мало изменялись.

Установка для испытания грунта штампами состояла из гидравлического домкрата, штампа, грузовых балок и гидростабилизатора давлений конструкции УкрГИИНТИЗа.

Штамп укрепляли в шурф глубиной 0,7 м. Затем в грунт устанавливались глубинные марки по периметру штампа, так как под штамп они не помещались (наличие в грунте под штампом трубок могло исказить напряженно-деформативную зону).

Марка представляла собой латунный стержень диаметром 12 мм с обсадной трубкой диаметром 20 мм. Конец стержня был изготовлен в форме наконечника винтовых свай, что способствовало плотному контакту с грунтом. Глубинные марки вдавливали до определенной глубины (меньше необходимого уровня на 20–30 см), затем устанавливали при помощи специального устройства до требуемой отметки. Обсадная трубка крепилась жестко к реперной доске. Осадку измеряли индикаторами с точностью 0,01 мм. Для предохранения от влаги и пыли шток индикатора помещался в резиновую оболочку с машинным маслом.

Под штампом было установлено 8 марок по две на глубине 20, 110, 200 и 280 см. Одновременно с определением послойных вертикальных деформаций измерялась общая осадка штампа тремя прогибомерами конструкции Максимова (ПМ-3), установленных по углам равностороннего треугольника. Нами использован четвертый контрольный прогибомер, показания которого являлись суммарной поправкой на изменение длины проволоки от веса и температурных колебаний.

После установления марок штамп нагружали через 5–7 суток, что необходимо для восстановления структуры исследуемых грунтов.

Опыты проводили на засоленных илистых грунтах. Физико-механические характеристики грунтов основания определены в лабораторных условиях. Значения их следующие: влажность — 36,0–47,0%; влажность на границе текучести — 32,0–37%; влажность на границе раскатывания — 17,5–20,0%; Коэффициент пористости — 1,15–1,30; степень влажности — 0,95–0,98; модуль общей деформации — 9,8–21,1 кг/см²; угол внутреннего трения — 8–10°20', а сцепление — 0,20–0,28 кг/см² (при испытании по методике быстрого сдвига).

Штамп нагружали ступенями 0,1 кг/см² после условной стабилизации деформации от предыдущей нагрузки. За условную стабилизацию принята осадка 0,1 мм за последние 6 часов.

Величины послойных перемещений грунта основания при различных нагрузках сведены в таблице.

Таблица

Глубина расположе- ния марки, м	Нагрузка, кг/см ²				
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0 (штамп)	5,16	9,45	14,43	29,33	43,66
0,20	-0,60	-1,02	-0,18	7,07	10,87
1,10	0,97	2,06	3,35	5,85	7,11
2,00	0,36	0,65	2,19	2,70	2,72
2,80	0,05	0,43	1,36	1,73	2,13

Из таблицы видно, что с увеличением давления грунты деформируются на большую глубину. Зависимость осадки глубинных марок от нагрузки приведена на рис. I, Ia.

Активная зона под краями штампа при различных давлениях согласно СНиП П-Б.1-62 равна:

при нагрузке 0,2 кг/см ²	— 0,8 м
0,4 "	— 1,30 "
0,6 "	— 1,60 "
0,8 "	— 1,80 "
1,0 "	— 2,10 "

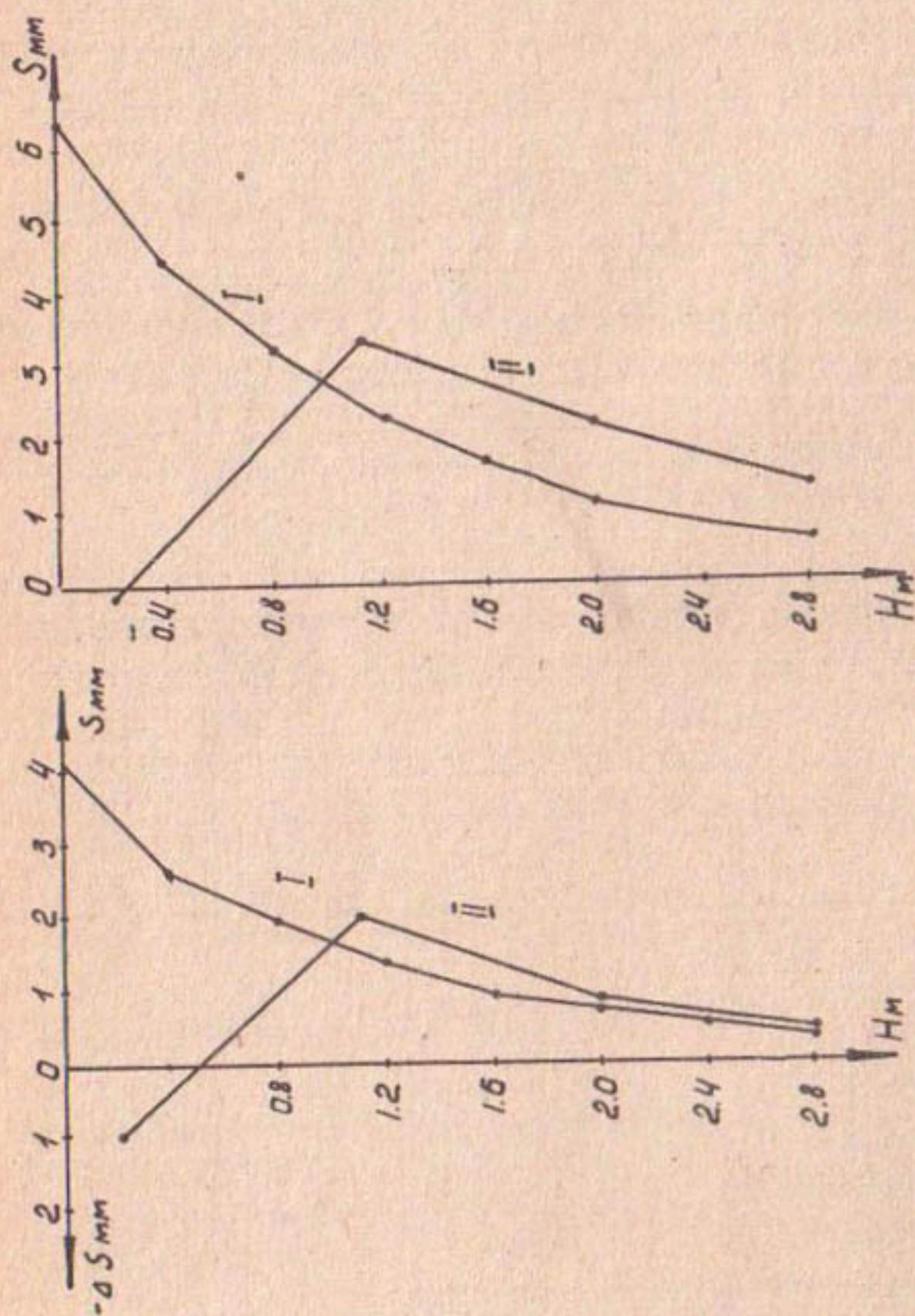


Рис. 1. График зависимости осадки глубинных марок от различных нагрузок в основании штампов: I—при нагрузке на штампе $0,4 \text{ кг/м}^2$; II—при нагрузке на штампе $0,6 \text{ кг/м}^2$; I—теоретическая согласно СНиП ПБ I-B2; II—экспериментальная.

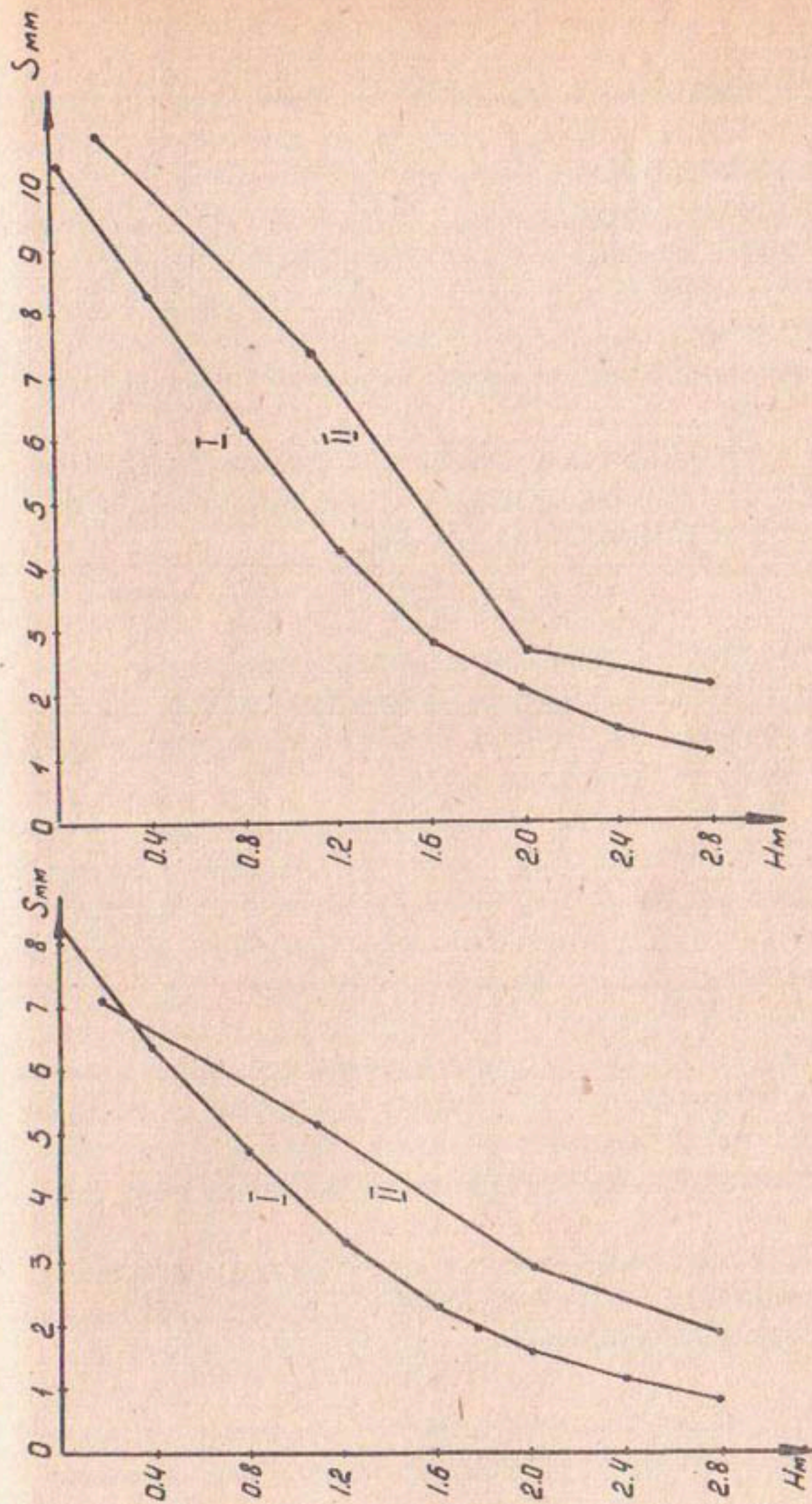


Рис. 1а. График зависимости осадки глубинных марок от различных нагрузок в основании штампов: I-при нагрузке на штампе $0,8 \text{ кг/м}^2$; 2-при нагрузке на штампе $1,0 \text{ кг/м}^2$; I-теоретическая согласно СНиПБ I-Б2; II-акспериментальная.

Результаты исследований показывают, что в водонасыщенных глинистых грунтах фактически замеренная глубина активной зоны превышает величину, подсчитанную по СНиП. Причем различие увеличивается с ростом давления на штамп. Фактическая деформация штампа больше теоретической.

Модуль деформации определялся по графику $S = f(P)$. Согласно инструкции /5/ при нагрузке 1 кг/см^2 $E = 16 \text{ кг/см}^2$. Эпюры замеренных и подсчитанных деформаций приведены на рис. 2.

Для расчета осадки отдельного фундамента (штампа), вычисления перемещения отдельных слоев основания по глубине выполнены согласно формуле СНиП

$$S = \sum_{i=1}^n \rho_i h_i \frac{\beta}{E_i},$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Проведенные экспериментальные исследования распределения деформации по глубине в основании жестких штампов позволяют сделать следующие выводы:

1. В связи с тем, что слабые водонасыщенные глинистые грунты обладают малой прочностью под краями жесткого штампа возникают зоны, в которых напряжение превышает прочность грунтов. В результате были обнаружены выпоры на расстоянии 5–7 см вокруг штампа при давлениях до $0,7 \text{ кг/см}^2$. При дальнейшем нагружении по мере уплотнения грунта под штампом горизонтальные смещения уменьшаются, вертикальные деформации возрастают. При нагрузке $0,8 \text{ кг/см}^2$ они практически равны теоретической деформации. При нагрузке $1,0 \text{ кг/см}^2$ величина измеренной деформации превышает теоретическую.

2. При нагружении жестких штампов на слабых водонасыщенных глинистых грунтах сжимаемая зона несколько превышает (10–30%) расчетную активную зону, подсчитанную по СНиП.

3. Расчетные значения величины сжимаемой толщи не могут служить эквивалентом фактической глубины сжимаемой

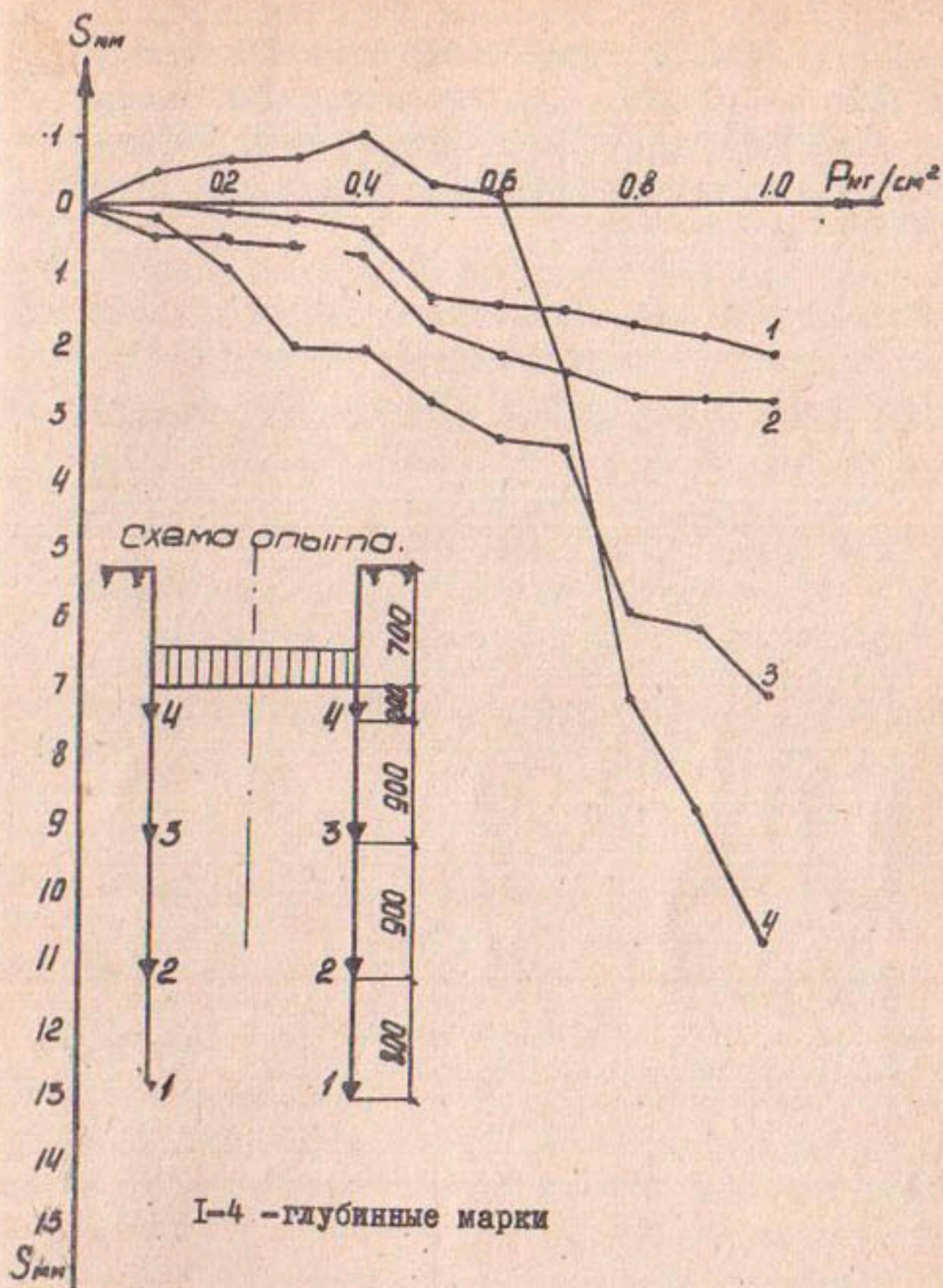


Рис. 2. Графики зависимости осадки глубинных марок от давления в основании жестких штампов площадью 10000 см².

толщи. До накопления достаточного экспериментального материала величину активной зоны в водонасыщенных глинистых грунтах в полевых условиях, видимо, следует определять по результатам замера послойных перемещений грунта под подошвой опытного штампа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Хакимов Х.Р. Экспериментальное исследование мощности несущего слоя и основания (сжимаемой толщи). Сб. трудов лаборатории оснований и фундаментов сооружений, ГОНТИ, 1938, № 9.
2. Хакимов Х.Р. Экспериментальные исследования деформаций оснований, "Гидротехническое строительство", 1939, № 9.
3. Голубков В.Н. Исследование зоны уплотнения грунта в основаниях опытных штампов, "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1962, № 5.
4. Коновалов П.А. Исследование глубины деформируемой зоны грунта под штампами в полевых условиях, Сб. "Основания и фундаменты", Госстройиздат, 1964, № 54.
5. Инструкция по испытанию грунта статической нагрузкой И-182-53, Минстрой, 1953.

ВОПРОСЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДЕТАЛЕЙ И ИЗДЕЛИЙ ИЗ ПОЛИМЕРБЕТОНА

Полимербетон — новый строительный материал, свойства которого еще недостаточно изучены. Методическое приготовление полимербетонной смеси и изготовление из нее деталей и изделий находится в начальной стадии разработки.

В лаборатории строительных материалов САНИИРИ, одновременно с разработкой новых экономичных составов полимербетонных, изучался вопрос изготовления деталей и изделий из полимербетона на фурфуролдифениламиновых смолах (смолы ФД и ФОД). Опытами установлено, что порядок приготовления полимербетонной смеси должен быть следующим: заполнители (необходимого гранулометрического состава с влажностью не более 1%) тщательно перемешиваются, затем вводится 2/3 части смолы и масса еще раз перемешивается в течение 1–1,5 мин. Затем вводится оставшаяся часть смолы и перемешивание продолжается до достижения однородности массы (1–2 мин.), после чего вводится отвердитель и вся смесь перемешивается до равномерного распределения отвердителя по всей массе (1–1,5 мин.). Характерный блеск на поверхности зерен заполнителей, равномерно покрытых тонким слоем вяжущего, является признаком однородности и указывает на достаточность перемешивания исходных материалов. После выгрузки полимербетонной смеси бетономешалку необходимо в течение 10–20 мин. очищать от остатков смеси. При непрерывном изготовлении полимербетона рекомендуется сразу же после выгрузки из бетономешалки первой порции смеси загружать следующую порцию заполнителей и вяжущего и перемешивать их. Отвердитель должен вводиться тогда, когда полимербетонная смесь берется для употребления. Такой порядок изготовления необходим для того,

чтобы на лопастях и стенках бетономешалки не образовалась затвердевшая смесь.

Формовка изделий из полимербетона на смолах ФД и ФОД заключается в заполнении форм (опалубок) свежеприготовленным, незатвердевшим полимербетоном и уплотнением его в формах. В зависимости от необходимости могут быть получены полимербетонные смеси пластичной или жесткой консистенции. Пластичные смеси заливают в формы и уплотняют штыкованием или легким вибрированием, жесткие — подвергают продолжительному вибрированию в формах (в течение 1–2 мин.) или прессуют. Для максимального использования вяжущих свойств смолы необходимо применять жесткие смеси и добиваться при укладке получения наиболее тонких прослоек между зернами заполнителя, в первую очередь между частицами микрозаполнителя (молотый песок, андезит и др.).

Полимербетонные смеси на смолах ФД и ФОД затвердевают (схватываются) в формах через 1,5 или 3 час. (в зависимости от количества введенного отвердителя и температуры окружающей среды).

После суточного хранения в обычных условиях (при комнатной температуре) изделия набирают 60–70% конечной прочности, затем рост ее замедляется. При обычной температуре максимальную прочность изделия приобретают через 1,5–2 месяца.

Автором изучался вопрос влияния температуры на прочность полимербетона. Полимербетонные образцы-кубы размером 3х3х3 см сразу после изготовления помещались в сушильный шкаф и выдерживались при температурах 40°, 60°, 80° и 100°С в течение 14 часов (рис. 1, 2). Лучшие результаты были получены при прогреве образцов при температуре 80°С в течение 10 час.

Важнейшим вопросом при укладке полимербетона в конструкции и при изготовлении из него деталей является выбор материала формы (опалубки). Полимербетон с метал-

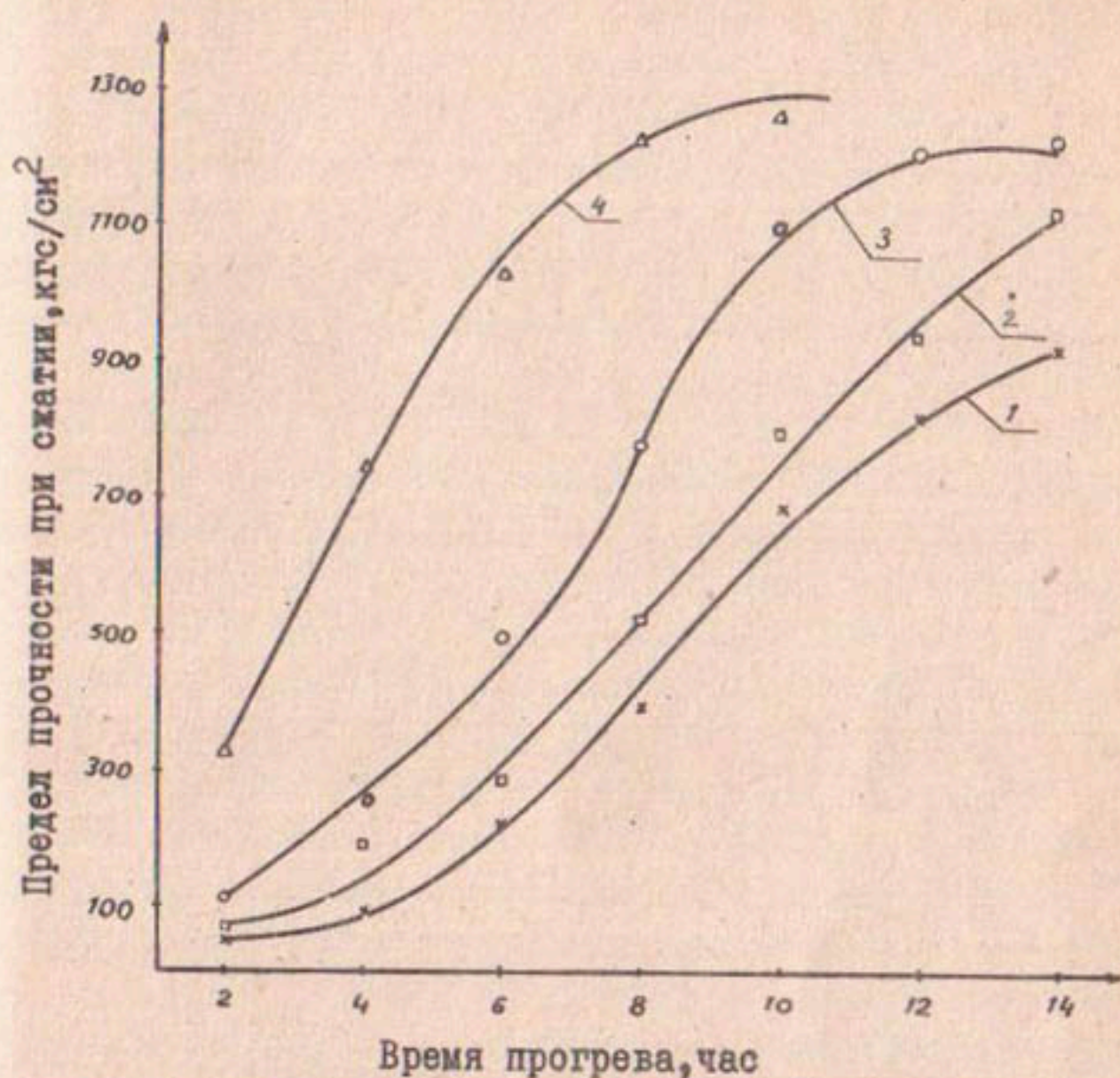


Рис. I. Влияние термообработки на прочность полимербетона на смоле ФД: 1—прогрев при 40°C; 2—прогрев при 60°C; 3—прогрев при 80°C; 4—прогрев при 100°C.

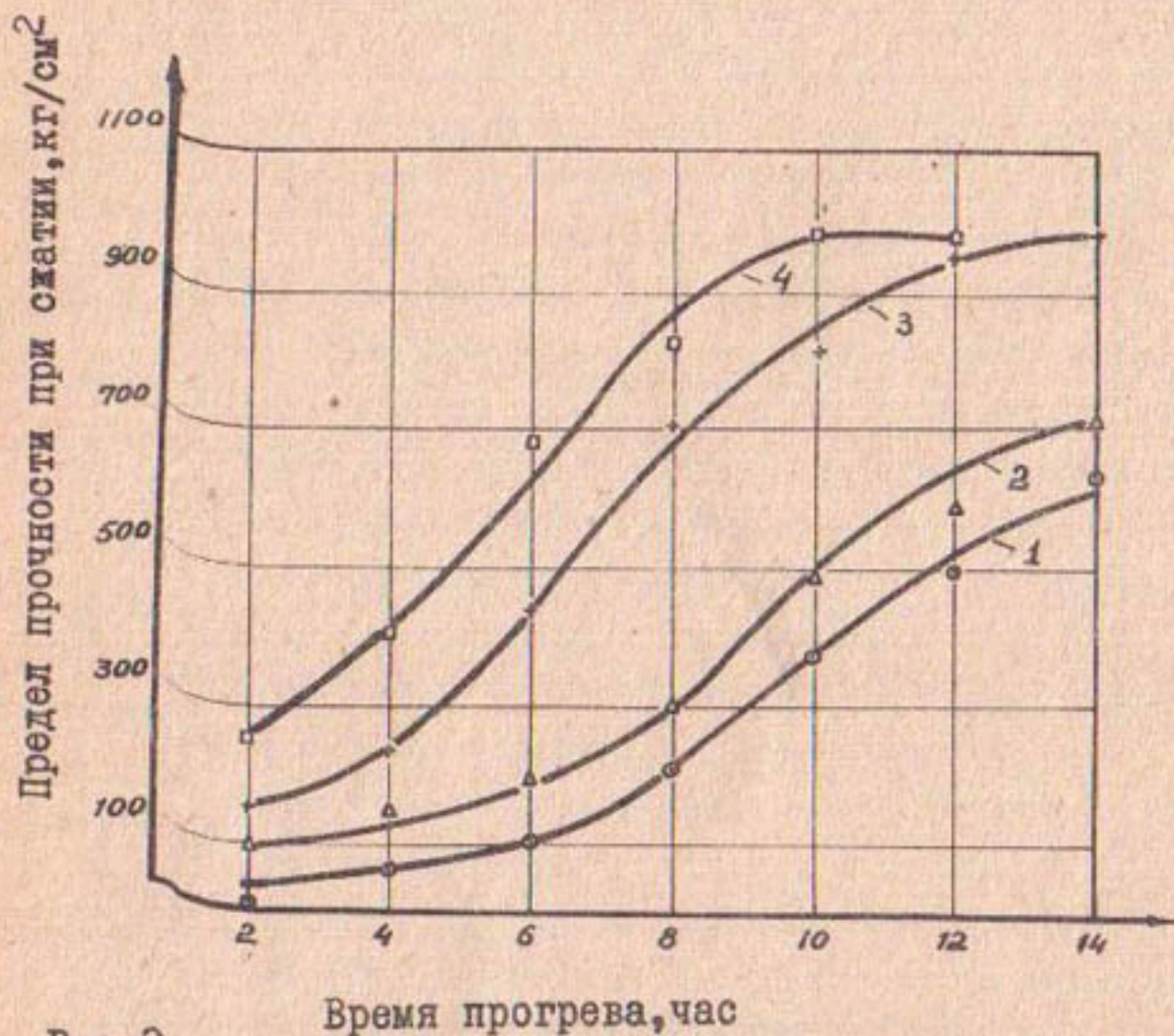


Рис. 2. Влияние термообработки на прочность полимер-бетона на смоле ФОД:
 1-прогрев при 40°; 2-прогрев при 60°;
 3- " " 80°; 4- " " 100°;

лом имеет хорошую адгезию, поэтому изготавливать из него детали в металлических формах невозможно. Смазка опалубки различными маслами не помогает. Автором изучены вопросы покрытия поверхности металлических опалубок лаком фторопласта, таким, как НИИПП-32Л и ФБФ-74Д (лак ФБФ-74Д поставляется в готовом к употреблению виде, НИИПП-32Л — в порошке, который необходимо растворить по рецепту). После растворения получается вязкая смесь. Перед нанесением лака поверхность металла следует очистить от грязи, окалины, ржавчины и т.п. (лучше всего сделать пескоструйную обработку), после чего обезжирить ацетоном или спиртом. На очищенную поверхность кистью или пульверизатором наносят 6–8 слоев лака и каждый слой просушивают при 50°С в течение 30 мин. Окончательная сушка всего покрытия при 15–25°С продолжается в течение 10 суток, поэтому досушку рекомендуется производить при 80°С в течение 6 час. или при 120°С — в течение 3 час. На 1 м² поверхности для получения слоя 0,05 мм расходуется 1250–1450 г лака. Получается гладкое и блестящее покрытие, после чего в формы можно укладывать полимербетонную смесь. Оборачиваемость форм 40–50 раз.

Деревянную или металлическую поверхность опалубки можно покрывать листовым винипластом или фторопластом (пластины толщиной 2–10 мм закрепляются при помощи шурупов).

Для устройства химстойких покрытий в лаборатории строительных материалов САННИРИ из полимербетона было изготовлено 80 опытных плит размером 75х50х3 см. Изготавливались они в горизонтальном положении на деревянных опалубках, покрытых винипластом толщиной 5 мм.

При армировании полимербетонных деталей необходимо равномерно по сечению расположить арматуру. В противном случае изделия вследствие усадки полимербетона, величина которой в 2–3 раза превышает усадку обычного це-

ментного бетона, могут искривиться.

В ы в о д ы

1. При приготовлении полимербетонной смеси необходимо добиться однородности массы.

2. Для ускорения полимеризации смолы лучше всего применять тепловую обработку полимербетона. При изготовлении из него деталей и изделий необходимо применять специальные покрытия для опалубки.

3. Армирование полимербетона необходимо производить равномерно по сечению конструкции.

А.АБДУЖАБАРОВ, И.А.БЕРДИЕВ

МОДУЛЬ УПРУГОСТИ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

При расчете прочности армоцементных конструкций величина модуля упругости существенно определяет свойства деталей. Эта величина необходима при расчете деформации конструкций, трещиностойкости, раскрытия трещин, толщины стенок и т.д.

Полная деформация мелкозернистого бетона состоит из упругой и пластической частей, т.е.

$$\varepsilon_{\text{мд}} = \varepsilon_y + \varepsilon_n.$$

Упругая деформация появляется в мелкозернистом бетоне при воздействии постоянной нагрузки и сумма деформаций выходит в пластическую часть. После снятия нагрузки деформация медленно исчезает.

При определении упругих деформаций нагрузка может прикладываться кратковременно, многократно и постоянно.

Расчет модуля упругости — сложный вопрос, требующий определения целого ряда факторов, с трудом поддающихся учету. Поэтому при определении модуля упругости часто пользуются приближенными, средними значениями.

Мерой упруго-пластических свойств бетона является модуль деформации, равный отношению между напряжением материала σ кг/см² и соответствующей ему относительной деформацией ε , т.е. $E_{\sigma} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$.

В мелкозернистом бетоне, как упруго-пластическом материале, имеет место нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями.

Величины модуля деформации бетона в настоящее время могут быть разделены на 3 группы, соответственно толкованиям различных авторов:

I. Модуль упругости E_{yn} при растяжении меньше модуля упругости при сжатии $E_{сж}$ [2].

2. Модуль упругости при растяжении $E_{уп}$ не отличается от модуля упругости при сжатии $E_{сж}$. Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций (СН и III. В I-62) рекомендуют принимать начальный модуль упругости при $\sigma \leq 0,2 R_{пр}''$ где $R_{пр}''$ — призмная прочность, $E_{сж}$ и $E_{уп}$ считают одинаковыми для сжатых и растянутых элементов - /4/.

3. модуль упругости бетонов при растяжении E_p больше, чем при сжатии $E_{сж}$, т.е. их соотношение составляет величину $\frac{E_{сж}}{E_{уп}} = 0,7$ /3/. Геометрическая величина модуля деформации E_s (кг/см²) выражается тангенсом угла наклона прямой упругости (напряжения) к относительной деформации ϵ , т.е.

$$E_s = \operatorname{tg} \alpha$$

При этом напряжение в бетоне определяется по формуле сопротивления материалов и выражено через упругую относительную деформацию

$$\sigma = E_y \cdot \epsilon_y,$$

где E_y — модуль упругости при соответствующем виде деформации;

ϵ_y — относительная деформация в зоне упругости материала.

Модуль деформации мелкозернистого бетона /I/ в зоне деформации материала определяется при напряжении

$\sigma = 0,5 R_{разр.}$, где $R_{разр.}$ — разрушающая нагрузка, которая на 25-30% ниже нормативных значений для модуля деформации обычного бетона. При применении мелкого песка модуль деформации уменьшается. Пропаривание образцов, по данным НИИЖБ, незначительно влияет на модуль деформации мелкозернистого бетона при сжатии /5/. Модуль упругости мелкозернистого бетона зависит от крупности песка, воды и марки цемента, способа укладки, водоцементного отношения, режима хранения, метода испытания и др. Эти величины в разнотипных образцах имеют некоторые расхождения, что не позволяет определить достоверные расчетные нагрузки.

Измерения относительных деформаций образцов мелкозернистого бетона производили при помощи прибора ИСД-2.

Определение величины модуля упругости мелкозернистого бетона производилось с составами 1:1; 1:1,5; 1:2 соответственно В/Ц = 0,36, 0,38 и 0,42.

1. Состав рабочей смеси 1:1, В/Ц = 0,36. Из мелкозернистого бетона с осадкой конуса 1+2 см были изготовлены следующие образцы и балочки: восьмерки ; кубики 10x10x10 см ; балочки 4x4x16 см.

Образцы на вторые сутки пропаривались в автоклаве АВ-1 в течение шести часов с давлением $P = 0,4$ атм. при температуре $108,7^{\circ}\text{C}$. На поверхность образцов наклеивались (клеем БФ-2) электротензодатчики на восьмерках и балочках типа ПБ 20-100Б $R = 97,25, \Omega$, а на кубиках типа ЛБА-30 - 200.

Модуль упругости можно подобрать по средним значениям построенных кривых (рис. 1, 2, 3); составляет на кубиках ($R_{сж} = 200 \text{ кг/см}^2$):

$$E_{сж} = 185000 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_{сж}^P = 286000 \text{ кг/см}^2;$$

балочках ($R_{pu} = 20 \text{ кг/см}^2$):

$$E_{pu} = 300000 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_{pu}^P = 220000 \text{ кг/см}^2;$$

восьмерках ($R_p = 14 \text{ кг/см}^2$):

$$E_p = 298000 \text{ кг/см}^2.$$

2. Состав рабочей смеси 1:1,5, В/Ц = 0,38. Из мелкозернистого бетона с осадкой конуса 1+2 см были изготовлены следующие образцы и балочки: восьмерки ; кубики 10x10x10 ; балочки 4x4x16.

Образцы на вторые сутки пропаривались в автоклаве АВ-1 в течение шести часов с давлением $P = 0,4$ атм. при температуре $108,7^{\circ}\text{C}$. Измерение деформаций производилось при помощи электротензодатчика ШКБ-20-200 $R = 198,2 \Omega$.

Модуль упругости можно подобрать по средним значениям построенных кривых (рис. 1, 2, 3). Он составляет на ку-

биках (при $R_{сж}$ 200 кг/см²):

$$E_{сж} = 142000 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_{сж}^p = 252000 \text{ кг/см}^2;$$

балочках (при $R_{рл}$ 20 кг/см²):

$$E_{рл}^{сж} = 250000 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_{рл}^p = 196000 \text{ кг/см}^2;$$

восьмерках (при $R_p = 14$ кг/см²):

$$E_p = 256000 \text{ кг/см}^2.$$

3. Состав рабочей смеси 1:2, В/Ц = 0,42. Из мелкозернистого бетона с осадкой конуса 1+2 см были изготовлены следующие образцы и балочки: восьмерки ; кубики 10х10х10 . ; балочки 4х4х16 .

Образцы на вторые сутки пропаривались в автоклаве АВ-1 в течение шести часов с давлением $p = 0,4$ атм. при температуре 108,7°C.

Модуль упругости можно подобрать по средним значениям построенных кривых (рис. 1, 2, 3). На кубиках ($R_{сж} = 200$ кг/см²):

$$E_{сж} = 91000 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_{сж}^p = 223000 \text{ кг/см}^2;$$

балочках ($R_{рл} = 20$ кг/см²):

$$E_{рл}^{сж} = 222000 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_{рл}^p = 182000 \text{ кг/см}^2;$$

восьмерках ($R_p = 14$ кг/см²):

$$E_p = 187000 \text{ кг/см}^2.$$

Проведенные экспериментальные исследования по определению модуля упругости мелкозернистого бетона помогут нам в дальнейшем более правильно ориентироваться при выборе расчетного модуля упругости. Опытным путем установлено, что модуль упругости мелкозернистого бетона на барханном песке составляет:

1:1

сжатие

$$E_{сж} = 185000 \text{ кг/см}^2,$$

растяжение при
изгибе

$$E_{рл} = 220000 \text{ кг/см}^2,$$

растяжение

$$E_p = 29800 \text{ кг/см}^2;$$

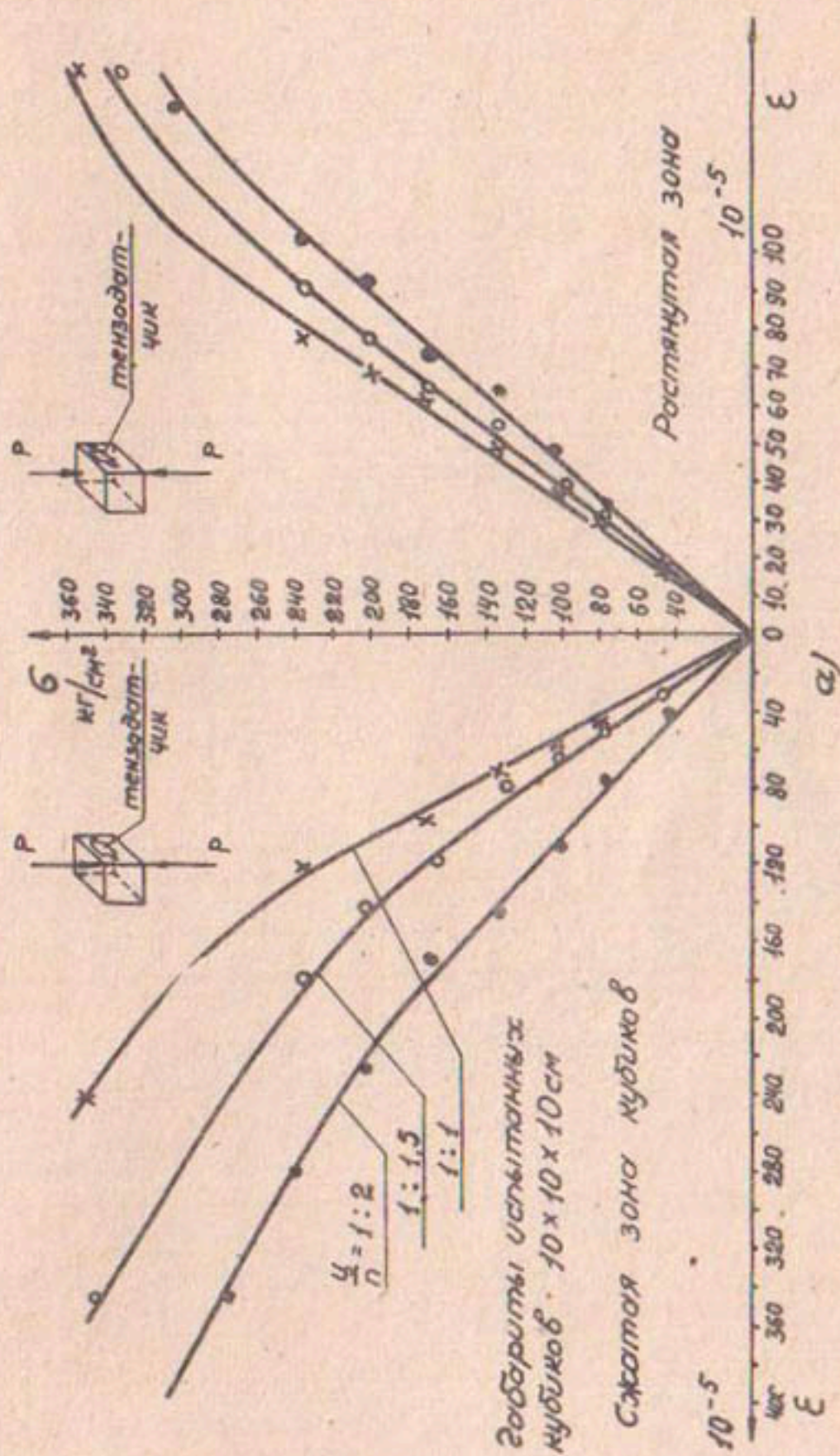


Рис. 1. Прочность мелкозернистого бетона при сжатии.

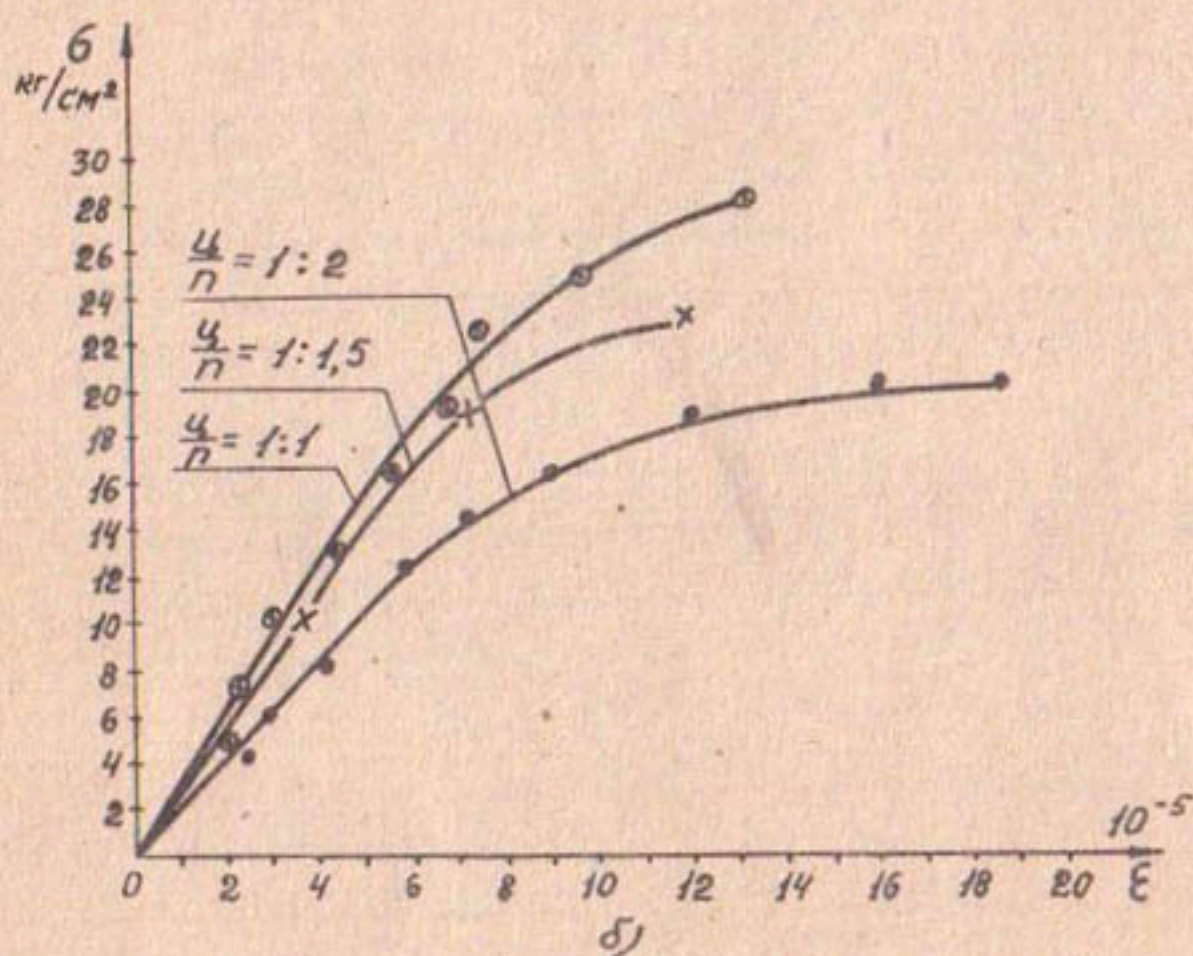


Рис.2. Прочность мелкозернистого бетона при изгибе.

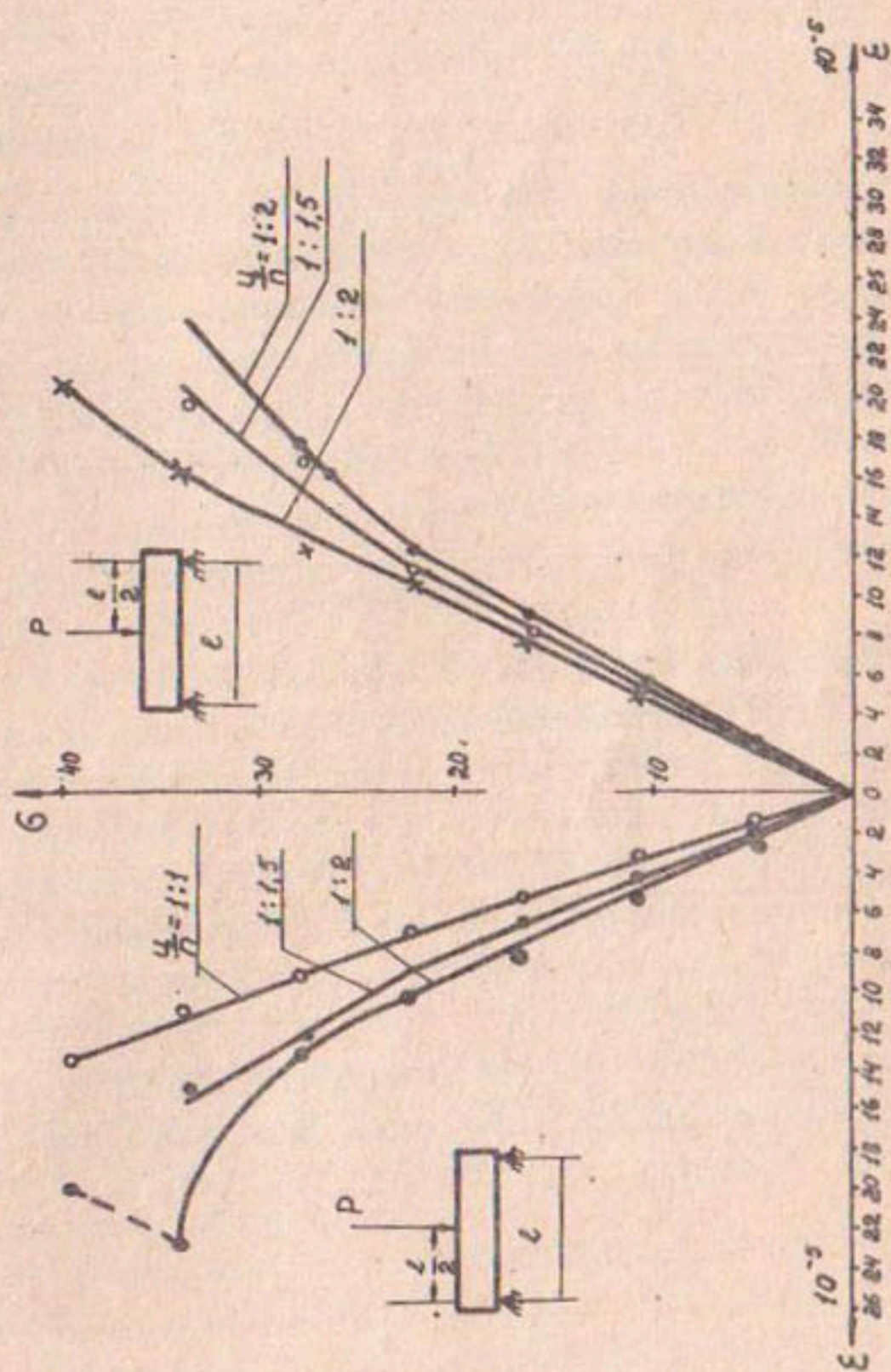


Рис. 3. Прочность мелкозернистого бетона при растяжении.

I:I,5	сжатие	$E_{сж} = 142000 \text{ кг/см}^2$,
	растяжение при изгибе	$E_{pu} = 196000 \text{ кг/см}^2$,
	растяжение	$E_p = 256000 \text{ кг/см}^2$;
I:2	сжатие	$E_{сж} = 91000 \text{ кг/см}^2$,
	растяжение при изгибе	$E_{pu} = 182000 \text{ кг/см}^2$,
	растяжение	$E_p = 187000 \text{ кг/см}^2$.

Исследования показали, что деформации мелкозернистого бетона при сжатии, изгибе и растяжении в составах I:I, I:I,5 и I:2 существенно отличаются друг от друга, а характер их зависит от продолжительности нагрузки, формы и размеров образца, температуры и других факторов. Модуль упругости, как и прочность мелкозернистого бетона, увеличивается с возрастом бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баженов Ю.М. Высокопрочный мелкозернистый бетон для армоцементных конструкций, М., Госстройиздат, 1963.
2. Десов А.Е. Вибрационный бетон, М., Госстройиздат, 1956.
3. Ивянский А.М. Железобетонные конструкции, М., 1961.
4. Цискрели Г.Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов, М., Госстройиздат, 1962.
5. Хайдуков Г.Н., Абдуллаев З.А. ж. "Бетон и железобетон", 1965, № 4.
6. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции, М.,
7. Осидзе В.И. Модуль деформации бетона при растяжении, ж. "Бетон и железобетон", 1965, № II.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
МЕЛКОЗЕРНИСТОГО ПЕСКА

Армоцементные детали из мелкозернистого бетона характеризуются физико-механическими свойствами и коэффициентом удельных поверхностей K_p , т.е. отношением поверхности проволоки сеток к объему бетона.

В пустынных зонах Средней Азии наиболее экономичны мелкозернистые бетоны, применяемые в виде плит и армоцементных труб.

Лабораторией были проведены опыты по выбору песков, пригодных для изготовления мелкозернистого бетона, а также по подбору оптимального состава бетона.

Под физико-механическими характеристиками мелкозернистого бетона понимаются их прочностные и деформативные свойства, долговечность и подвижность, а под деформативными свойствами подразумевается: структура, прочность при сжатии, растяжении, прочность при изгибе, модуль деформации, предельная деформация, сцепление с арматурой, динамическая прочность и выносливость, усадка, ползучесть и водонепроницаемость.

Под долговечностью мелкозернистого бетона понимается испытание его на:

а) морозостойкость и климатические условия местности зоны строительства; б) коррозиестойчивость; в) сохранение прочностных свойств бетона в эксплуатационных условиях; г) устойчивость против агрессивности в среде возведения сооружений и т.д.

Для достижения долговечности мелкозернистого бетона необходимо произвести /1, 2, 3/:

1) правильный выбор составляющих материалов для бетона;

2) выбор бетона с оптимальным составом по условиям морозостойкости при всемерном снижении водоцемент-

ного соотношения:

3) хорошее уплотнение цементно-песчаной смеси и выдержка благоприятных условий изготовления бетона;

4) рациональное использование поверхностно-активных добавок, а также некоторых других, повышающих плотность и прочность цементного камня.

Под подвижностью цементно-песчаной смеси и особенностью бетонирования мелкозернистого бетона для армоцементных конструкций понимается:

а) консистенция цементно-песчаной смеси в зависимости от различных факторов (водосодержание состава бетона, качество составляющих бетон материалов и др.);

б) подвижность и удобоукладываемость этой смеси в зависимости от различных факторов (водосодержание, состав и качество составляющих бетона, особенно марки и количество цемента, поверхностно-активные вещества и т.д.);

в) влияние количества, типа, конфигурации, местоположения арматуры и условия их бетонирования, а также формуемость армоцемента;

г) максимально допустимая крупность песка.

При определении физико-механических характеристик мелкозернистого бетона были использованы методики согласно ГОСТам 4795-95, 4800-59, 4799-57, 4798-57, 4797-64 и др., "Инструктивным указаниям по проектированию армоцементных конструкций" НИИЖБ АС и АССР /6/ Ленинградского филиала АС и АССР /7/, "Временным инструкциям по проектированию и изготовлению тонкостенных армоцементных изделий для с/х-ва" (ВСН-00-6) МСХ РСФСР /5/ и др., а также рекомендации, составленные по результатам исследований цементно-песчаных бетонов Ю.М.Баженовым, Б.Г.Скрамтаевым, Г.И.Ступаковым, Г.К.Хайдуковым, Г.Р.Цискрели, Е.Н.Митрофановым, А.П.Морозовым, Л.Гамовым, В.К.Балавадзе, В.П.Сизовым и многими другими.

Прочностные характеристики мелкозернистых бетонов

Исследования прочностных и деформативных свойств мелкозернистого бетона были проведены только на бетонах

из двух типичных песков: нукусского (барханного) и юмалакского (крупнозернистого).

Мелкозернистые бетоны из нукусских песков имели составы с соотношением цемента и песка 1:2; 1:1,5; 1:1 и соответствующие им водоцементные отношения 0,42; 0,38; 0,36 (по весу). Крупнозернистые бетоны из юмалакских песков имели аналогичные составы и соответствующие им водоцементные отношения: 0,38; 0,36; 0,34.

Автором в Центральной лаборатории треста "Узглавводстроя" (г.Нукус) были проведены исследования на определение: сжатия, осевого растяжения, растяжения при изгибе, модуля деформации, динамической прочности, усадки, истираемости, водопроницаемости и мелкозернистых бетонов из барханных песков Нукусского карьера. Для бетонов из крупнозернистых песков Юмалакского карьера (Ташкентская обл.УзССР) аналогичные экспериментальные исследования были проведены в лаборатории сборных конструкций САННИИРИ.

Результаты исследования расчетным путем сравнивали с существующими зависимостями, рекомендуемыми другими авторами.

Оказалось, что бетоны из юмалакского песка не отличаются сильно от рекомендуемых нормативами и их характеристики могут быть определены по исходным данным вычислением по существующим расчетам.

I. Прочность при сжатии. Многочисленными исследованиями установлено, что прочность бетона при сжатии в основном зависит от активности цемента и водоцементного отношения.

Б.Г.Скрамтаев, Ю.М.Баженов /3/ и другие ученые рекомендуют определять прочность бетона, а также и мелкозернистого бетона, по следующей формуле:

$$R_{28} = AR_u \left(\frac{\gamma}{B} - \beta \right), \quad (I)$$

где R_{28} — прочность бетона или мелкозернистого бетона при сжатии в возрасте 28 дней;
 R_u — активность или марка цемента по прочности на сжатие;

$\frac{u}{B}$ — цементно-водное отношение;
 A, β — коэффициенты, учитывающие структуру материала, качество заполнителя, особенности технологии.

Б.Г.Скрамтаев для мелкого песка рекомендует принимать значения коэффициентов $A = 0,4$ и $\beta = 0,4$. Использование значения коэффициента $A = 0,25$ (по рекомендации Н.А.Попова) приводит, по мнению проф.Б.Г.Скрамтаева, к большим запасам прочности мелкозернистого бетона.

Г.Р.Цискрели [8] рекомендует определять прочность бетона по следующей формуле:

$$R_{28} = 0,4R_u \left(\frac{u}{B} - 0,5 \right). \quad (2)$$

С целью выяснения возможности применения этих зависимостей (1) и (2), нами проведены экспериментальные исследования по определению предельной прочности на сжатие мелкозернистого бетона из нукусских барханных песков.

Эксперименты проводились на кубиках 10х10х10 см. Деформация в вертикальном и горизонтальном направлениях измерялась при помощи прибора ИСД-2, с электротензодатчиками, которые приклеивались к поверхности испытываемых кубиков.

Образцы кубиков мелкозернистого бетона после изготовления подвергались пропарке в течение 6 часов, после чего испытывались. Поверхности кубиков, соприкасавшиеся с поверхностью дисков гидравлического пресса, перед испытанием смазывались солидолом.

При хранении в естественных условиях, кубики из аналогичных составов мелкозернистого бетона имели прочность при сжатии на 20% выше, чем пропаренные образцы.

Для определения величины прочности на сжатие мелкозернистых бетонов на барханных песках (из Нукусского карьера), соответствующей марки порядка "300", автором рекомендуется эмпирическая формула с коэффициентом $\beta = 0,6$, который учитывает структуру материалов, качество заполнителя и особенности технологии:

$$R_{28} = AR_u \left(\frac{u}{B} - \beta \right) = 0,4R_u \left(\frac{u}{B} - 0,6 \right). \quad (3)$$

В таблице I представлены величины прочности мелкозернистого бетона (применительно для песков Нукусского карьера) по формулам различных авторов.

Таблица I

Величины прочности при сжатии $R_{сж}$

Состав и отношение цемента к песку (Ц:П)	:1:2 :	:1:1,5: :	1:1 :
В/Ц	0,42	0,38	0,36
по формуле Б.Г.Скрамтаева (1)	317	357	380
по формуле Г.Р.Цискрели (2)	300	340	365
Экспериментальные данные:			
а) при пропарке 6 часов	236	282	290
б) при возрасте 28 дней	282	325	346
По эмпирической формуле авторов (3):			
$R_{сж} = 0,4R_u \left(\frac{u}{B} - 0,6 \right)$	284	325	347
Процент расхождения опытных данных от зависимости (3)	+0,7%	0%	+0,3%

Для наглядности, на основании данных таблицы I, были вычерчены зависимости $B/Ц = f(Ц/П)$ и $R_{сж} = f(Ц/П)$ (рис. I).

Полученные по величинам прочности на сжатие опытные данные показывают, что прочность мелкозернистого бетона при 28-дневном возрасте (на нукусских барханных песках) ниже значений, определяемых по формулам Б.Г.Скрамтаева (1) и Г.Р.Цискрели (2), на 6+11%. Поэтому рекомендуется эмпирическая формула автора (3).

2. Прочность при осевом растяжении. Величина осевого растяжения мелкозернистого бетона зависит от величин прочности на растяжение цементного камня и его сцепления с зернами заполнителя. Растягивающие усилия при гидравлическом испытании воспринимаются стенками армоцементных труб. Прочность при растяжении мелкозернистого бетона изучалась многими исследователями: Б.Г.Скрамтаевым, Г.Р.Цискрели, Н.А.Поповым, Ферэ, Абрамсом и др.

Величина прочности на растяжение R_p определяется по эмпирической формуле:

$$R_p = K \sqrt[3]{R_{сж}^2} = 0,5 \sqrt[3]{R_{сж}^2}, \quad (4)$$

где $R_{сж}$ — прочность на сжатие мелкозернистого бетона 28-дневного возраста в кг/см².

С целью возможности применения формулы (4) для определения величин предельной прочности мелкозернистого бетона на осевое растяжение, мы провели экспериментальные исследования на бетонах из нукусских барханных песков.

Результаты опытов показали, что величины эти на 7+20% ниже, чем по расчетным формулам Ферз, Б.Г.Скрамтаева. Поэтому мы рекомендуем для мелкозернистых песков принять за основу эту формулу, но с коэффициентом $K = 0,47$. Тогда рекомендуемая эмпирическая формула будет иметь следующий вид:

$$R_p = 0,47 \sqrt[3]{R_{сж}^2} \quad (5)$$

Расхождения от опытных данных по этой формуле менее $\pm 5\%$ зависимости $R_p = f(\sigma/\Pi)$ и $R_p = f(R_{сж})$ даны на рис.2.

Сравнения величин на осевое растяжение мелкозернистого бетона, полученных эмпирическим и расчетным путем, приведены в таблице 2.

3. Прочность на растяжение при изгибе. Прочность мелкозернистого бетона на растяжение при изгибе R_{pu} всегда больше, чем при осевом растяжении (R_p). По результатам, полученным Ю.М.Баженовым, отношение $\frac{R_{pu}}{R_p}$ колеблется в пределах $\frac{R_{pu}}{R_p} = 1,3+3$. Для мелкозернистых бетонов рекомендуется $\frac{R_{pu}}{R_p} = 2$, т.е.

$$R_{pu} = 2 R_p \quad (6)$$

Б.Г.Скрамтаев для бетонных балок рекомендует принимать отношение $\frac{R_{pu}}{R_p} 1,69 ; 2,31$, причем для плотных бе-

тонов оно должно быть меньше, а для пористых больше. В большинстве случаев принимается среднее значение $\frac{R_{pu}}{R_p} = 1,7$, т.е.

$$R_{pu} = 1,7 \cdot R_p. \quad (7)$$

Таблица 2

Величины прочности на осевое растяжение R_p

Состав Ц : П	1:2	1:1,5	1:1
В/Ц	0,42	0,38	0,36
По формуле Ферэ, Б.Г.Скрамтаева и др.			
а) исключительно по формулам , (4)	23	25	26
б) при подстановке в (4) опытных данных $R_{сж}$	21,6	23,6	25
Экспериментальные данные при 28-дневном возрасте	19	22	23,8
По эмпирической формуле авторов (5)			
$R_p = 0,47 \sqrt[3]{R_{сж}^2}$	20	22,2	23,5
Процент расхождения опытных данных от зависимости (5)	+5	+1%	-2%

Результаты наших экспериментальных исследований по мелкозернистому бетону из нукусских барханных песков дают отношения

$$\frac{R_{pu}}{R_p} = \frac{39,2}{19} = 2,06 \text{ (при составе Ц/П = (1:2));}$$

$$\frac{R_{pu}}{R_p} = \frac{46}{22} = 2,06 \text{ (при составе Ц/П = (1:1,5));}$$

$$\frac{R_{pu}}{R_p} = \frac{48,5}{23,0} = 2,04 \text{ (при составе Ц/П = (1:1),}$$

т.е. в пределах, близких к величине $\frac{R_{pu}}{R_p} \approx 2$, которую рекомендует Ю.М.Баженов.

Сравнения R_{pu} экспериментальных данных (с расхождением менее - 5%) с данными, полученными расчетным путем, представлены в таблице 3.

Величины прочности на растяжение
при изгибе R_{pu}

Состав (В:Ц)		I:2	I:I,5	I:I
(В:Ц)		0,42	0,38	0,36
По формулам	Б.Г.Скрамтаева	39	42,5	44,2
По зависимости Ю.М.Баженова		38	44	47,8
Экспериментальные данные		39,2	46	48,5
По эмпирическим зависимостям (3), (5) и $R_{pu} = 2,1 R_p$		40	46,4	49,5
% расхождения опытных данных от зависимости (8)		+2%	+2%	+2%

Зависимость $R_{pu} = f(\text{Ц/П})$ и $R_{pu} = f(R_p)$ даны графически на рис.3.

Зависимость Б.Г.Скрамтаева дает погрешность 20-10% от опытных данных, при использовании ее для определения расчетным путем. При расчете по эмпирическим формулам (3), (5) рекомендуем зависимость

$$R_{pu} = 2,1 R_p, \quad (8)$$

которая дает погрешности менее +2% от опытных.

В ы в о д ы

1. В местах ирригационного строительства, где отсутствуют крупные заполнители и крупнозернистые пески, несмотря на некоторый перерасход цемента изготовление армоцементных конструкций из мелкозернистого бетона с использованием местных барханных песков является более эффективным, чем завоз готовых конструкций на значительные расстояния в зоны строительства.

2. Прочностные характеристики мелкозернистых бетонов из барханных песков могут быть определены расчетным путем, но с поправками, которые вводятся результатами

- по д.т.н. Б. Г. Сврамтаева
- ◆ по д.т.н. Ю. М. Бажакову
- по абтону
- ◇ опытная

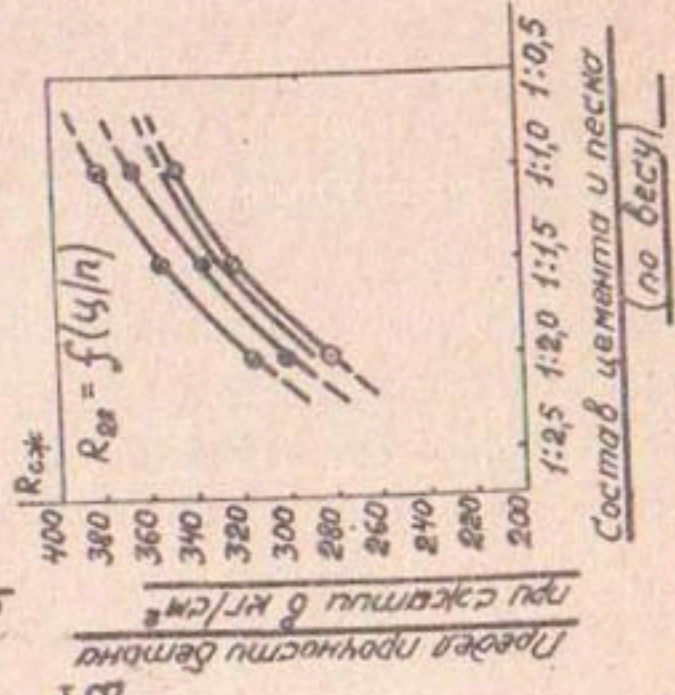
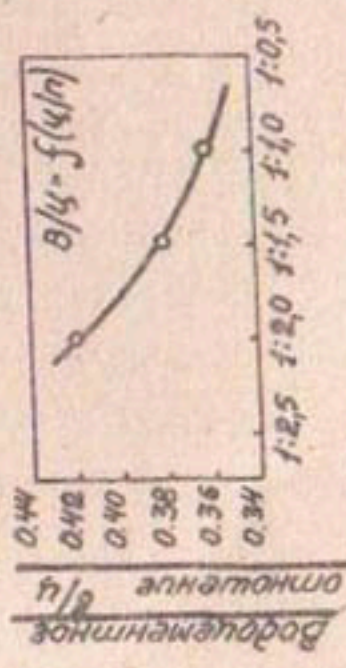


Рис. 1

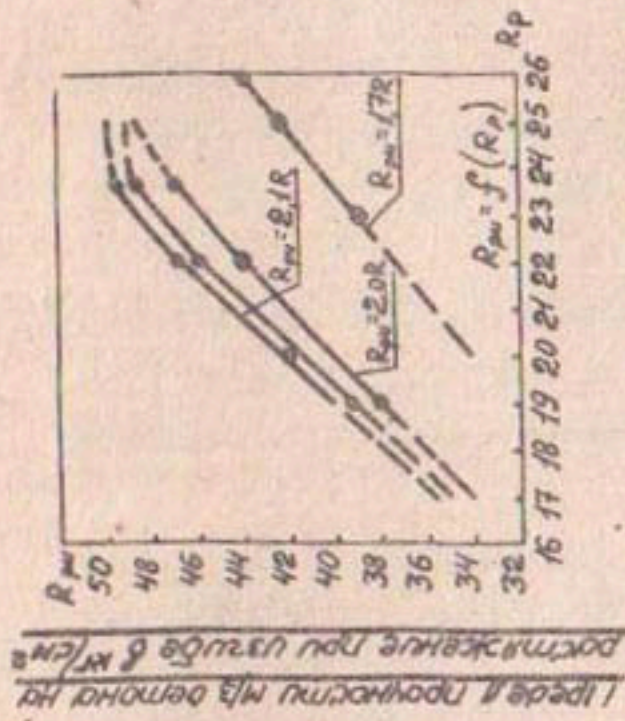


Рис. 2

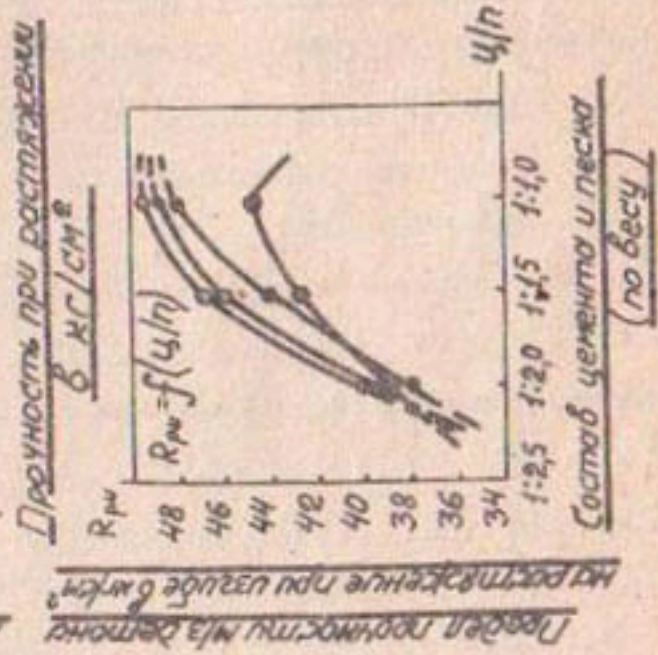
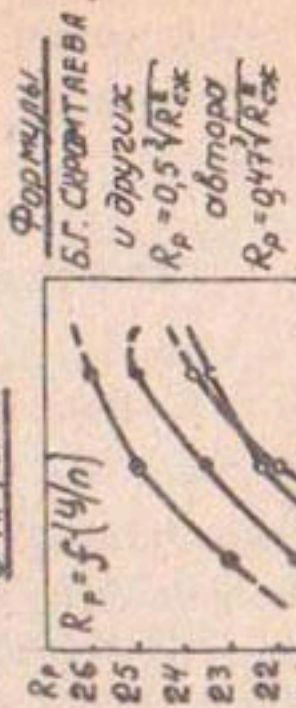
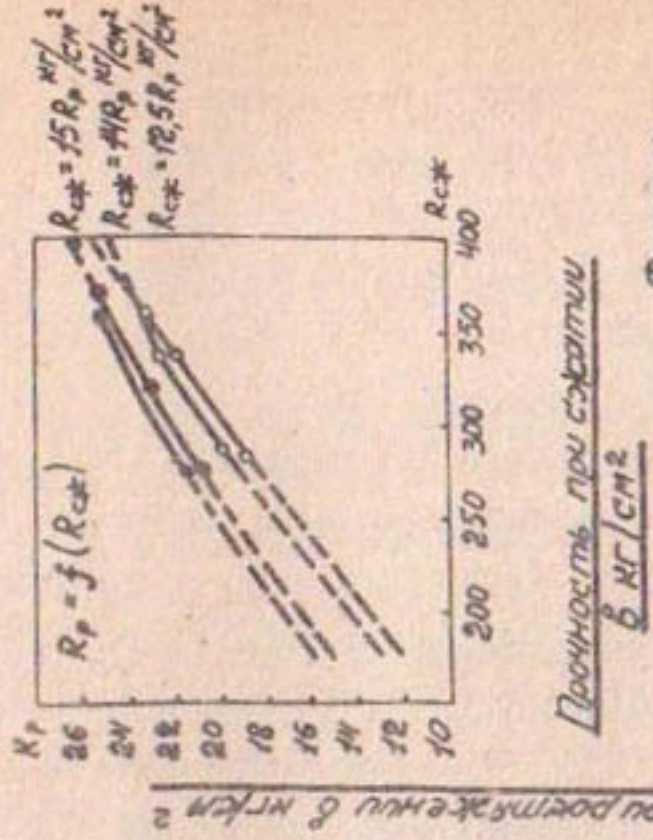


Рис. 3



экспериментов при марке цемента "400" с составом 1:1,5 (цемент : барханный песок), $\frac{B}{C} = 0,38$ можно получить мелкозернистый М-300.

ЛИТЕРАТУРА

1. Армоцемент, Армоцементные конструкции, Сб.ст., Л., 1961.
2. Армоцемент и армоцементные конструкции, Сб.ст., М., Госстройиздат, 1962.
3. Баженов Ю.М. Высокопрочный мелкозернистый бетон для армоцементных конструкций, М., Госстройиздат, 1963.
4. Боровский Н.В., Ногин С.И. Исследование процессов трещинообразования в армоцементе, ж. "Бетон и железобетон", 1964, № 9.
5. Временная инструкция по проектированию и изготовлению тонкостенных армоцементных резервуаров и кровель для сельского хозяйства, М., НИИстрой, 1961.
6. Инструктивные указания по проектированию армоцементных конструкций НИИЖБ, М., Госстройиздат, 1951.
7. Инструктивные указания по проектированию армоцементных конструкций АС и АЛ-1961.
8. Цискрели Г.Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов, М., Госстройиздат, 1962.

ИЗ ИСТОРИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В СРЕДНЕЙ АЗИИ
(Строительные материалы гидротехнических сооружений
УШ-ХІХ вв.)

Специфика природно-климатических условий Средней Азии тесно связана с жизнью большей части ее народов с развитием водного хозяйства страны. В жарком засушливом климате земледелие и садоводство возможны лишь при искусственном орошении, животноводство требует обводнения пастбищ, развитие городской жизни — организованного водоснабжения и санитарно-бытовых устройств, торговля — обеспечения водой станций на караванных путях.

Археологические исследования свидетельствуют о высоком уровне, которого достигло водное хозяйство Средней Азии в средневековый период. Известно о существовании в горных ущельях плотин, замыкавших водохранилища: Хан-банди (X в., район Нуратинских гор) /2/, Гинт-банд (XII в. близ г.Каттакургана в местности Джам) /9,10/, плотины Абдуллахан-банди (80-е гг. ХVI в., ущелье Акчоб) /9/. Плотины построены из естественного местного камня на известково-пущолановом цементе из извести в смеси с кварцевым порошком или золой камня.

Крепость Старого Термеза имеет сложное сооружение, служившее одновременно речным портом и укреплением основания сырцовых стен и башен крепости. Сооружение, так называемая "набережная", выполнено из-жженого кирпича на трехкомпонентном известково-золо-гипсовом цементе /5/.

Сохранились остатки мостов различного времени, иногда служивших одновременно вододелителями или входившими в систему узла водохранилища, мостов-акведуков и чисто акведуков. Сюда относятся: мост-вододелитель на Зарафшане близ Самарканда (1502 г.), известный под названием "Арка Шейбанихана", мост-вододелитель на Зарафшане близ Бухары (ХVI в.), мост Пуль-Ла-Лака у Рометана (УП-УШ вв.), мост Пуль-Джанкар

(II-я половина XVI в.) в Бухарской области, мост около Кермене (1587 г.), Каршинский мост (XVI в.), перестроенный в XV-XVI вв., мост у Рометана (1903 г.)^{x/}, мост-акведук (ориентировочно X в.), неоднократно перестраивавшийся и существующий до настоящего времени^{xx/}, и, наконец, древний (II-III вв.) водопровод Джуи-Арзиз, подававший воду из Зарафшана в домонгольский Самарканд по свинцовому желобу, проложенному на высокой эстакаде из крупноразмерного прямоугольного, квадратного и трапецеидального жженого кирпича /6/.

Большое место среди водохозяйственных сооружений Средней Азии занимают водохранилища-сардоба, расположенные преимущественно по древним караванным путям, иногда и в городах. Обычно это высокий купол, возведенный над цистерной, собирающей по особым каналам дождевые и талые воды, или же над колодезем, иногда - родником. Наиболее ранние из них: Малик при караван-сараях Рабати-Малик (XI в.), сардоба близ рабата Аль-Тахмаладж (XI-XII вв.) на старинном торговом пути из Мерва в Чарджоу /4/ и у мавзолея Мухаммада бен Зейда в древнем Мерве (XII в.) /4/. Сардоба на городище Анау была построена в XV в. /8/. Основная масса сооружений этого типа относится к концу XVI в., как и три голоднотепские сардобы: Талимарджан между г.г. Керки и Карши /7/ и сардоба в Караул-Базаре^{xxx/}. К началу XIX в. относятся водохранилища в медресе Кутлуг-Мурад-Инак в Хиве и Кайнар близ Ахангерана, на бывшей дороге из Ферганы в Ташкент.

В городах сооружались также крупные водоемы-хаузы, наполнявшиеся водой из арыков. Наиболее известны из них хаузы Бухары: Ляби-хауз (1620 г.) и Боло-хауз на Регистане у мечети (1712 г.). Выполнены они из кирпичной кладки на водостойких растворах с массивной каменной облицовкой.

x/ Мосты изучались М.Р. Мухамеджановым, им же были отобраны пробы строительных материалов для исследования.

xx/ В. Радек, Древние мосты, газета "Правда Востока" от 7 июня 1957 г.

xxx/ Обследование и отбор проб произведены А.Р. Мухамеджановым.

Археологическими раскопками на городище Афрасиаб вскрыты банные резервуары IX-X вв., покрытые водостойкими штукатурками.

Краткий и далеко не полный обзор гидротехнических сооружений среднеазиатского средневековья дает представление о сложных и серьезных задачах, стоявших перед строителями в области изыскания специальных строительных материалов, устойчивых при работе в водной и переменной водно-воздушной среде, обладающих сопротивляемостью воздействиям солевой и физической коррозии, особенно опасной в условиях сухого, жаркого и ветреного климата.

Полевое и лабораторное исследование большого количества материалов гидротехнических сооружений^{х/} и бытовой ирригации дало возможность убедиться в том, что древние инженеры сумели разрешить эти задачи, притом весьма удовлетворительно для уровня техники своего времени.

Выявлены интересные закономерности в распределении материалов и сложившиеся производственные традиции, свидетельствующие о высоком уровне технологических знаний и большом умении оперировать с материалами, учитывая производственные условия его практической работы. Сказанное подтверждается хорошей сохранностью строительных материалов. Многие сооружения, как, например, плотина Хан-банди (X в.), мост-акведук в Термезском районе, сардобы Талимарджан, Агачты, Малик и другие дошли до нашего времени без значительных повреждений. Некоторые частично испорчены селевыми водами, специально разрушены во время войн или споров за воду. Наибольший вред им наносился людьми, разбиравшими заброшенные сооружения на кирпич для своих построек. Строительные материалы в сохранившихся фрагментах сооружений показывают, за редкими исключениями, высокую сохранность, не только кирпича, практически вечного материала, но и строительных растворов.

х/ Исследовано 107 проб строительных растворов, 28 - жженого кирпича и 5 - естественного камня из 31 сооружения.

Материалами гидротехнических сооружений служили естественный камень, жженный кирпич и вяжущие водостойкие материалы. В ограниченном количестве в виде связей и прокладок встречается дерево.

Естественный камень использовался в гидротехнических сооружениях только в том случае, если месторождение его находилось вблизи от места строительства. Так, из бутового камня местных пород выполнены три плотины: Гшт-банд — из аплита, Абдулла-хан-банди — из кремнистого сланца и Хан-банди — из плитчатого тонкозернистого известняка прочностью $800-1000 \text{ кг/см}^2$. Желтоватым известняком Пролетарабадского месторождения облицованы хаузы Бухары: плиты, хорошо обработанные с двух лицевых сторон, высотой 26–34 см, длиной 50–110 см, глубиной 37–60 см образуют ступени, опирающиеся на фундамент из деревянных брусьев, грубо обработанных глыб камня и кирпичной кладки. Из известняка выполнено основание купола сардобы Кайнар (IX в.).

Значительное по сравнению с другими породами применение известняка объясняется его почти повсеместной распространенностью в Средней Азии. Он удобен в разработке, удобообрабатываем и имеет достаточно высокую прочность ($500-1000 \text{ кг/см}^2$). Шероховатая поверхность и пористая текстура камня обеспечивают его хорошее сцепление с раствором.

Жженный кирпич древних гидротехнических сооружений обычно отличается высоким качеством (табл. I). Его форма и размеры подчиняются обычным для каждого периода времени закономерностям. Только в ранних сооружениях таких, как мост Пуль-Ла-Лака, кирпич имеет прямоугольную форму, а в кладке арочной эстакады акведука Джуи-Арзиз применен специальный лекальный кирпич. Прочие сооружения сложены из квадратного кирпича, изготовленного в рамочных бездонных формах. Формовочная масса кирпича из местных лессовых грунтов часто содержит примеси самана, стеблей травы или шамота (керамического боя), вводимых для уменьшения усадочных напряжений во время сушки. Прочность при сжатии (табл. I) в сухом состоянии лежит в пределах $200-400 \text{ кг/см}^2$, снижаясь

при насыщении водой на 10-36%. Отклонений от этих величин не много. Температура обжига кирпича довольно устойчиво выдерживается в пределах 900-950°, имея около 12% отклонений в сторону более высоких (до 1000°) и столько же в сторону более низких (850°) температур.

Кирпич гражданских и культовых сооружений имеет менее однородные показатели. Здесь довольно часто встречаются прочности не выше 50 кг/см², более низкие температуры обжига, менее тщательное уплотнение массы в формах. Правда, встречаются кирпичи с прочностью, превышающей 500 кг/см².

Строительные растворы в гидротехническом строительстве представляют для исследования наибольший интерес. Здесь затрагиваются вопросы, не утратившие значения до настоящего времени. Собственно строительных растворов в современном понимании, состоящих из цемента и наполнителя, в памятниках архитектуры почти не бывает. Строительные растворы гидротехнических сооружений представляют собой известково-пуццолановые цементы из воздушной извести и гидравлических добавок, почти исключительно искусственных, как зола камыша, песчаной осоки и рисовой шелухи или цемянка, получаемая помолом кирпича-недожога. Из добавок минерального происхождения, несмотря на их сравнительно широкую распространенность в Узбекистане и Туркмении, в составе древних вяжущих материалов встречены только кварцевые порошки из кварцитов или кварцевых песков.

Активность гидравлических добавок зависит от содержания в них аморфной модификации кремнезема, способной вступать в соединение с гашеной известью, образуя гидросиликаты кальция, устойчивые в водной среде. Зола содержит активный кремнезем в количестве, превышающем эталон^{х/}, соответственно обгоняя его по величине поглощения (связывания) извести (табл.2). Цемянка значительно уступает зо-

х/ Брянский трепел служит эталоном активности гидравлических добавок.

лам, отчего, очевидно, она и не имела особого распространения. Кварциты и кварцевые пески содержат почти исключительно кристаллический кремнезем, который приобретает способность соединяться с известью только непосредственно после измелчения.

Известково-пуццолановый цемент относится к низкопрочным, медленно твердеющим солейстойким вяжущим материалам, очень хорошо переносящим водный режим работы. На воздухе, особенно в условиях частой смены режимов — воздушного и водного (в зоне переменного уровня) — он разрушается иногда очень быстро.

Гидросиликаты образуются при затвердевании цемента в форме коллоида со значительным увеличением объема, что способствует уплотнению раствора в швах кладки. На воздухе, особенно при высоких летних температурах, происходит обезвоживание коллоида, вызывающее интенсивную усадку цемента, результатом которой являются трещины. Растворы делаются хрупкими, легкими и часто рассыпаются в порошок. Чем более активна гидродобавка, тем быстрее происходит накопление коллоида, и тем ниже воздухоустойчивость цемента.

Массивы кладки водоудерживающих плотин всегда находятся во влажном состоянии, поэтому для них на протяжении 6–7 веков использовали известково-пуццолановый цемент, весьма удовлетворительно сохранившийся до настоящего времени, несмотря на невысокую прочность (табл.3). Интересно, что лучшие прочностные показатели и именно в насыщенном водой состоянии имеет раствор X в. из плотины Хан-банди, где в качестве добавки был взят кварцевый порошок очень малой активности (табл.2).

На известково-пуццолановых цементах выполнялись кладки и штукатурки банных резервуаров IX–X вв., находившихся в закрытом помещении и, следовательно, менее страдавших от обезвоживания.

Для предохранения сооружений и их частей, размещенных в зоне переменного режима, мастера древности разработали мероприятия для повышения воздухоустойчивости цемента.

тов. Первым и простейшим из них, практиковавшимся в штукатурках, было введение в состав вяжущего материала тонких растительных волокон и пуха. В толстых пластах штукатурки их иногда заменял саман. Вторым способом, уже требовавшим знания особенностей материала, был специальный подбор компонентов цемента. Известно, что наиболее высокая прочность в условиях постоянной влажности, при наилучшем связывании извести в гидросиликаты, бывает у известково-пуццолановых цементов при соотношении 20-30% извести и 80-70% добавки. Увеличение содержания извести повышает воздухоустойчивость цемента, понижая его прочность. Мы видим (табл.3), что всюду количество извести в древних материалах превышает 30%, иногда доходит до 90%.

Третьим путем повышения воздухоустойчивости вяжущих было применение крупнозернистой извести, встречающейся по преимуществу в значительных, наиболее ответственных сооружениях X-XII вв. Частицы извести здесь достигают 12-15 мм. Увеличивать зернистость золы было невозможно, так как кварцит крупного помола неактивен. Повышенная крупность зерен хотя бы одного компонента замедляет образование и уменьшает количество коллоидных масс. Кроме того, крупные частицы образуют своеобразный скелет, уменьшающий влияние усадки. И, наконец, последний, наиболее эффективный прием, впервые обнаруженный в фундаменте сооружения IX в. в Бухаре и сделавшийся основным в XVI в., — это введение в состав известково-пуццоланового вяжущего небольших (4-II,5%) доз гипса. Механизм его влияния на повышение воздухоустойчивости заключается в образовании с глиноземом, обычно входящим в состав зол и цемянок, и известью сульфоалюмината кальция, который кристаллизуется в форме игольчатых сростков, укрепляющих цементный камень. Одновременно гипс влияет на структурообразование твердеющего цемента, способствуя более полному протеканию реакций. Гипс несколько сокращает сроки схватывания известково-пуццоланового цемента и уменьшает его усадку.

Добавки гипса некоторое время сосуществуют с другими способами предохранения цементов от разрушения на воздухе, постепенно вытесняя их. В XVI в., во время наибольшего развития гидротехнического строительства, добавки гипса делаются главным способом повышения воздухоустойчивости известково-пуццолановых цементов.

Работа с цементами такого рода была делом кропотливым, трудоемким и медленным. За твердеющим цементом нужно было ухаживать: его поливали водой, укрывали от солнца. В конечном счете, прочность его была все же невысокой. Поэтому в частях сооружений, непосредственно не соприкасавшихся с водой, но находившихся в условиях постоянной влажности, применяли гипс с небольшими добавками золы, реже смеси золы с цемянкой и еще реже — цемянки (4–30%). Особенно часто это практиковалось в сардобах, где фундаменты купола, стены и днища резервуаров выкладывались на известково-зольно-гипсовых цементах, а верхнее строение — на гипсе с добавками. В отдельных случаях, например в сардобе Агачты, часть купола между кладкой на цементе и гипсе выполнялась на чистой извести.

Действие золы на гипс заключается в связывании в гидросиликаты избыточной извести и образовании гидросилисульфоалюмината кальция. Одновременно слегка увеличиваются сроки схватывания гипса, что облегчает ведение строительных работ. Угольные частицы, содержащиеся в золе, понижают водо-гипсовое отношение, абсорбируя часть воды затворения, чем повышают прочность гипса, достигающую 100–120 кг/см² (табл.3).

Гипсы повышенной водоустойчивости появляются в гидротехническом строительстве с XI в. и сохраняются вплоть до XIX в.

Части сооружений, совершенно не испытывающие влияния воды (проезжие части мостов, вершины куполов водохранилищ, подстилающие слои штукатурки в резервуарах), делались из обычного гипсового вяжущего, типичного для каждого периода времени: глиногипс, гипс с цемянкой и чистый гипс.

В некоторых штукатурках резервуаров IX-X вв. на Афрасиабе в состав известково-золяного вяжущего для лучшей плотности его включено 28-40% (в отдельных случаях - 80%) лесса. Штукатурки такого рода отличаются плотностью, прочностью до 60 кг/см^2 (табл.3) и прекрасной сохранностью. Лесс введен и в известково-золяный цемент ядра плотины XVI в. Абдулла-хан-банди на водохранилище Ахчоб.

Выработанные для гидротехники типы вяжущих материалов нашли применение и в гражданском строительстве. Известково-золяные цементы участвуют в кладке фундаментов и склепов, гипсы повышенной водостойкости, начиная с XIV в., служат для скрепления керамической мозаики и получают особое развитие в Бухаре (XVI-XVII вв.) в местах сооружений, подвергавшихся воздействию физической коррозии: кладки цоколей, гидроизоляционные устройства, крепления керамических облицовок. В XI-XII вв. из такого гипса делали резной декоративный орнамент (Киргизия). В Хорезме в XIV в. практиковалось сложное трехкомпонентное вяжущее из смеси гипса, извести и гидравлической добавки $(80-86)+(10-14)+(13,5-10)$, прекрасно сохранившейся. Для повышения водостойкости гипса в Хорезме часто добавляли к нему известь (%% 10-20), что применяется в современном строительстве.

Проведенные исследования строительных материалов сооружений Средней Азии говорят о высоком уровне технической культуры ее народов.

В ы в о д ы

I. В древних сооружениях Средней Азии в зависимости от факторов, влияющих на материал, отмечается существование зонального принципа распределения вяжущих веществ по типам сооружений (разные виды вяжущих в плотинах, находящихся в состоянии постоянной влажности, и сооружения типа мостов, водохранилищ, где материал находится под влиянием переменного водно-воздушного режима), а также в пределах одного и того же сооружения, между его деталями. Примером может служить мост-вододелитель близ Самарканда (табл.3).

2. Самостоятельно, очевидно, вне зависимости от известных в античной Европе, были созданы известково-пуццолановые цементы. При наличии же заимствования, несомненно, должны были разрабатываться минеральные гидравлические добавки, как вулканические туфы, трепеловидные породы, а также горелые породы, которыми так богата Средняя Азия.

3. Был открыт способ повышения воздухоустойчивости известково-пуццолановых цементов и водоустойчивости гипса. Следует отметить, что эта проблема точно таким же путем была разрешена в 40-х годах настоящего столетия заново в Москве А.В.Волженским и Н.С.Гражданкиной, или же, совместно с Л.С.Куницким, — в Ташкенте во время поисков дешевых вяжущих, взамен дефицитного в военные и послевоенные годы портландцемента.

4. Развитие и становление вяжущих веществ для гидротехнического строительства достигает высокого развития в Средней Азии к X веку, совершенствуясь в дальнейшем вплоть до XVI-XVII вв. Далее наблюдается тенденция к деградации. В XIX в. известково-пуццолановые цементы уже не встречаются. Они заменяются гипсом с различными добавками, а чаще всего и без всяких добавок (табл.3).

С конца XIX в. начинается переход к обычным для настоящего времени цементам.

5. Опыт древних строителей может быть частично использован и в настоящее время для возведения мелких ирригационных сооружений из кирпичной кладки в местах, бедных материалами для заполнителей в бетоне, в частности, в пустынных и полупустынных областях Средней Азии. В качестве вяжущего материала можно применять известково-пуццолановые цементы с добавками гипса, с использованием в качестве добавки слегка измельченного барханного песка. Трехкомпонентное вяжущее из извести, гидродобавок и лесса или гипса может применяться в нижних частях сооружений, подвергающихся воздействию физической коррозии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бабаханов А. О некоторых древних водохозяйственных сооружениях Узбекистана, Известия АН УзССР, Серия общественных наук, Ташкент, 1959, № 4.
2. Гулямов Я.Г. К изучению древних водных сооружений в Узбекистане, Известия АН УзССР, Ташкент, 1955, № 2.
3. Гражданкина Н.С. Некоторые данные по строительным материалам водохранилищ-сардоб Южной Туркмении, Известия АН ТуркмССР, Ашхабад, 1954, № 4.
4. Гражданкина Н.С. Древние строительные материалы Туркмении, Труды Южно-Туркменистанской комплексной археологической экспедиции, т.УШ, Ашхабад, Изд-во АН ТуркмССР, 1958.
5. Гражданкина Н.С. Набережная калы в древнем Термезе, История материальной культуры Узбекистана, вып.6, Ташкент, Изд-во "Наука" УзССР, 1965.
6. Гражданкина Н.С. Древние строительные материалы Узбекистана, Строительные материалы Узбекистана, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1951.
7. Массон М.Е. Проблема изучения цистерн-сардоба, Материалы Узкомсариса, вып.8, Ташкент, 1935.
8. Мерциев М.С. Сардоба городища Анау, Труды ЮТАКЭ, т.П, Ашхабад, 1953.
9. Мухамеджанов А.Р. Древние гидротехнические сооружения и орошение новых земель, Общественные науки в Узбекистане, Ташкент, 1966, № 9.
10. Мухамеджанов А.Р. Изучение древнего водохранилища в Джоме, История материальной культуры Узбекистана, вып.7, Ташкент, 1966, Изд-во "Фан" УзССР.

Физико-механические показатели жженого кирпича из
гидротехнических сооружений Средней Азии

№ № проб	Наименование проб и сооружений	Дата соору- жения	Примеси к формовочной массе
3к	Эстакада акведука Джун-Арзиз	УП-УП вв.	Большое количество самана
6м	Мост Пуль-Ла-Лаха	УП-УП вв.	Саман
158к	Сардоба Малик	XI в.	Шамот, крупностью до 5 мм
16к	Сардоба в древнем Мерве	XII в.	Небольшое количество самана
128к	Мост-вододелитель у Самарканда	1502 г.	Шамот
131к	Мост-акведук в Термезской области	XIV в.	Отсутствуют
-	Мост Пуль-Джангар в Бухарской области	XVI в.	Отсутствуют
-	Мост-вододелитель у Бухары Сары-Пуль- Мехтар-Касым (из фундамента) Из верхнего строения	XVI в.	Отсутствуют Тонкие травяные стебли
-	Мост у Кермине	1587 г.	Немного тонкой травы
141к	Сардоба Агачи в Голодной степи	XVI в.	Шамот
-	Сардоба Мурза-Рабат, там же	XVI в.	Шамот
-	Сардоба Караул-Базар	XVI в.	Шамот и саман
-	Сардоба Кайнар	XIX в.	Отсутствуют

Таблица I

древних

Вероятная температура обжига, °C	Объем- ный вес, г/см ³	Водопо- глощение по весу, %	Прочность при сжатии, кг/см ²		
			в сухом состоянии	в насыщенном состоянии	
900-950	1,51	26	204	-	-
900-950	1,51	24,81	153	77	
900-950	1,45	31,60	146	129	11,6
1000	1,75	-	416	-	-
900-950	1,50	25,0	130	83	36,0
900	1,52	29,2	205	151	26,4
900	1,71	17,4	215	186	13,5
900-950	1,32	32,6	146	106	27,4
900-950	1,40	28,5	223	144	33,5
950	1,41	27,5	247	161	34,8
850-950	1,40	25,8	188	124	24,0
850-1000	1,63	23,15	325	284	18,2
950-1000	1,66	22,4	454	367	19,0
850-950	1,53	21,05	218	118	41,4
900-950	1,64	22,4	363	326	10,2

Таблица 2

Активность гидравлических добавок, применявшихся
в гидротехническом строительстве Средней Азии в УП-УШ вв.

Гидравлическая добавка	Время использо- вания добавки	Поглощение I г добавки милли- граммом СаО за 15 титрований	Содержание актив- ного кремнезема, %
Кварцевый порошок	Х в.	20-25	2,5-7,0
Цемянка	ХП-ХУІ вв.	28-59	3,9
Зола камыша	УШ-ХІХ вв.	390-400	41,3
Зола рисовой шелухи	УП-ХІХ вв.	180-400	40,0
Брянский трепел (аталон)	-	348	30,0

Т а б л и ц а № 3

Состав и некоторые
строительных растворов из древних

Тип сооружения и место применения строительного раствора	Сырье
1	2
Мост Пуль-Ла-Лаха (раствор из нижней части устоя)	Известь+зола
Штукатурка банных резервуаров:	
а) верхние слои	1. Известь+зола 2. Известь+зола+лесс
б) подстилающие слои	1. Глиногипс 2. Известь+зола+лесс
Водоудерживающая плотина Хан-банди Кладочный раствор	Известь+кварцевый порошок
Штукатурка банных резервуаров:	
а) верхние слои	1. Известь+кварцевый порошок 2. Известь+кварцевый порошок+лесс
б) подстилающие слои	Известь+зола+лесс
Плотина Гинт-банди	
Кладочный раствор	Известь+зола
Сардобы (Мервский оазис, древний Мерв, степь Махек):	
а) кладки резервуаров	1. Известь+зола+гипс 2. Известь+зола
б) кладки куполов	Гипс+цемянка
Набережная крепости (Старый Термез)	
Кладка подпорной стены и контрфорсов	Известь+зола+гипс
Штукатурка банных резервуаров (Новая Ниса, Самарканд)	1. Известь+зола 2. Известь+цемянка

Таблица 3

физико-технические показатели
гидротехнических сооружений Средней Азии

Вероятный весовой состав строительного раствора, %	Наиболь- шие раз- меры ча- стиц ма- стерка	Добавки	Прочность при сжатии (кг/см ²) в со- стоянии сухого насыщен- ном во- дой	
3	4	5	6	7
50+50	0,25-1,5	Отсутствуют	23	13
(86,6-93,5)+(13,4-6,5)	-	Тонкие стебли трав,	-	-
(33-37)+(21-25)+(40-80)	-	камышовый пух, са- ман	-	-
100	-	Нет	-	-
(18,7-42)+(1,3-18)+(40-80)	-	Нет	-	-
<u>X век</u>				
(37-58)+(42-63)	6-15	Нет	36-89	54-155
(90-93)+(7-10)	-	Тонкие стебельки, метел- ки колосов, пух ка- мыша	-	-
91+6+3	-	Тонкие стебли травы, иногда - ничего	55-60	31-41
(30-32)+(30-35)+(28-30)	-			
<u>XI-XII вв.</u>				
(73,4-89)+(11-26,6)	8-12	Нет	24-65	24-50
(35,4-46)+(44-53,1)+(10-11, 40+60	I-2 I-3	Нет Саман в наружных слоях штукатурки	90 33-57	23 18-33
60+40	-	Нет	19	4
(42-53)+(39-49)+(8-9)	8-10	Нет	53-68	22-40
(62-75)+(25-38) 52+48	5-8 -	Саман	- -	- -

1	2
Сардоба (Анау). Двухслойная штукатурка пола	Известь+зола
Мосты (Денай, Кария)	Запесоченный гипс
а) кладка верхних частей	1. Известь+зола+гипс
б) кладка нижних частей	2. Доломитизированная известь+зола
Мост-вододелитель (Самарканд):	
а) кладка фундамента	Известь+зола+гипс
б) кладка устоев	Гипс+смесь золы с цемянкой
в) кладка арки	Гипс+зола
г) кладка бортов	Гипс
Плотина Акчоб. Кладочный раствор	Известь+зола
Мосты (Самаркандской и Бухарской областей):	
а) кладки фундаментов, устоев и пролетных строений	Известь+зола+гипс
б) кладки верхних частей	Гипс
Сардобы (Голодная степь):	
а) кладка резервуаров	Известь+зола+гипс
б) кладка средней части купола	Известь
в) кладка верхней части куполов	Гипс+лесс
Городские водоемы-хаузы (Бухара)	Известь+зола+гипс
Баня (Бухара), кладка резервуара	Известь+зола
Сардобы (Хива, Ахангеран):	
а) кладка верхних частей	1. Гипс+смесь золы и мелкого песка
б) кладка нижних частей	2. Глиногипс
Мост (Роветан):	Гипс+зола
а) кладка верхнего строения	Гипс
б) кладка нижнего строения	Известь+смесь золы с мельчайшим песком

Продолжение таблицы 3

3	4	5	6	7
<u>XIV-XV вв.</u>				
(65-85)+(22-35)	2-2	Нет	18-70	18-70
100	-	Нет	49	-
29+64,6+6,4	-	Нет	-	-
45+55	-	Нет	-	-
<u>Рубки XV и XVI вв.</u>				
65+32,5+2,5	I-2	Нет	-	39
96+4	-	Нет	66-96	65-72
(94-97)+(3-6)	-	Нет	65-122	38-65
100	-	Нет	36	27
<u>XVI в.</u>				
(44-59)+(41-55)	I-2	Нет	18-55	13-38
(50-60)+(28-45)+(5-II)	0,5-1	Нет	58-132	15-90
100	-	Нет	131	14
(34-61)+(30-62)+(4-9)	I-2	Самая	84-133	35-70
100	-	Нет	61	19
71,5-28,5	-	Нет	49	13
<u>XVII-XVIII вв.</u>				
(19-37)+(31-55)+(10-49)	0,8-1	Нет	-	-
64+36	I-6	Нет	61	-
<u>XIX в.</u>				
(61-80)+(20-39)	-	Нет	0-90	23-39
100	-	Нет	2-114	89-59
96-4	-	Нет	124	49
100	-	Нет	0-133	21-47
38+62	-	Нет	38	-

В.Я.ЛИПСКИЙ, М.М.СЕЛИМОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ ДОРОЖНОГО БЕТОНА В УСЛОВИЯХ СУХОГО И ЖАРКОГО КЛИМАТА

Настоящие исследования являются продолжением работ авторов по определению фактических значений физико-механических свойств высокопрочных дорожных бетонов в условиях сухого и жаркого климата /5/.

Подобные исследования на образцах лабораторного изготовления, даже если они твердели в специальных климатических камерах или в естественных условиях, не позволяют в полном объеме учесть влияние региональных факторов, так как в процессе формирования структуры бетона образцы не испытывали (ввиду ограниченности размеров) всего многообразия объемных деформаций натурной конструкции. Поэтому мы определяли свойства на образцах бетона — кервах, отобранных из цементно-бетонных покрытий автомобильных дорог, построенных в Узбекистане в 1962–1968 гг.

Цель настоящей работы — изучение деформативных свойств дорожного бетона в условиях сухого и жаркого климата в соответствии с последними рекомендациями НИИЖБ /3/, СЭВ и РИЛЕМ, которые позволяют унифицировать методику испытаний и сопоставлять данные, полученные различными исследователями. Кроме того, проводилось сравнение результатов испытаний, выполненных по различным методикам. В настоящее время определение модуля деформации бетона осуществляется по методикам, которые можно разбить на следующие три группы.

I. Замер деформаций образцов при их ступенчатом нагружении с выдержкой на каждой ступени нагрузки от 2 до 15 мин., что позволяло выделить упругую и пластическую части полных деформаций.

2. Замер деформаций образцов при их ступенчатом нагружении с кратковременными остановками, необходимыми лишь для снятия показаний приборов, соответствующих определенному уровню напряжений.

3. Замер деформаций образцов при циклично-ступенчатом нагружении с многократным попеременным загрузением-разгрузением на каждой ступени, для выделения пластических деформаций.

Исследования в настоящей работе выполнены согласно рекомендациям последней инструкции и соответствуют методике с многократным загрузением и разгрузением образца.

Испытания кернов проводились на шестидесятитонном гидравлическом прессе системы "Амслер". На специально подготовленном образце-керне (торцевые поверхности керна "подливались" цементным тестом для получения параллельных между собой и перпендикулярных продольной оси образца плоскостей) в четвертях его высоты, для замера продольных деформаций по образующим керна устанавливались 4 индикатора часового типа ценой деления 0,001 мм. Установка индикаторов осуществлялась с помощью двух колец, снабженных струбцинами и микровинтами. Каждое кольцо крепилось к образцу с помощью 3-х винтов. Для замера поперечных деформаций в середине керна с двух противоположных сторон симметрично устанавливались два рычажных тензометра Гугенбергера с базой измерения 20 мм и ценой деления шкалы 0,001 мм (рис.1). При обработке данных по подсчету поперечных деформаций во внимание принимались только показания тех тензометров, на которых трещина отрыва при разрушении образца проходила в пределах базы измерений.

После центровки керна в подушках пресса (в соответствии с пунктом 1,34 инструкции, о совмещении геометрической и физической осей керна) начиналось нагружение образца ступенями, примерно по 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки, со сбросом нагрузки до $0,05 R_{пр}$ после каж-

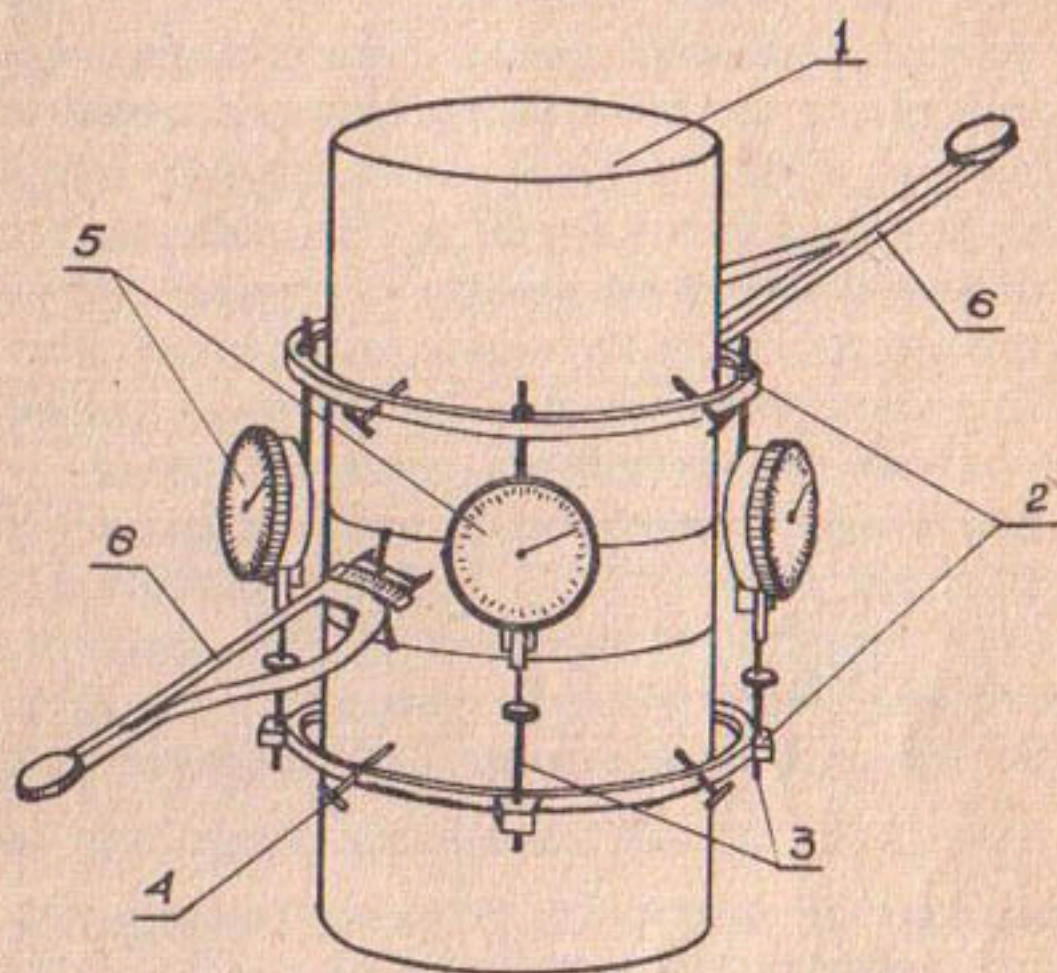


Рис. I. Схема установки приборов на бетонном керне: 1 — бетонный керн; 2 — верхнее и нижнее кольцо; 3 — микрометрические винты; 4 — крепёжные винты; 5 — индикаторы; 6 — тензометры.

дой ступени. Нагрузка, равная $0,05 R_{np}$, принималась за "начальную". Начиная со ступени $0,7 R_{np}$ образец больше не разгружали, а со ступени $0,8-0,9 R_{np}$ каждую последующую ступень нагружения уменьшали до $0,05 R_{np}$. Общая продолжительность испытания одного образца составляла примерно один час, а скорость нагружения-разгружения и время выдержки на каждой ступени принимались по графику (рис.2). Отчеты показаний индикаторов производились сразу после подъема нагрузки на очередную ступень, после выдержки под нагрузкой, сразу после разгрузки и после выдержки под начальной нагрузкой. Затем подсчитывались средние продольные деформации для каждого образца (в мм/м), полученные в момент приложения нагрузки (ϵ'), после выдержки под нагрузкой (ϵ), после разгрузки (ϵ'') и выдержки под "начальной" нагрузкой (ϵ'''). Значения получены как средне-арифметическое отсчетов по приборам (в мм), деленное на базу измерения (м). Соответствующие значения $\frac{\sigma}{R_{np}}$ и ϵ для каждой ступени нагружения разгружения наносили на прямоугольную сетку координат и через точки, соответствующие полной деформации - ϵ , проводили плавную кривую, характеризующую зависимость $\epsilon = f(\frac{\sigma}{R_{np}})$

Значения начального модуля упругости для каждого образца вычисляли по формуле:

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} \cdot 1000 \text{ кг/см}^2, \quad (I)$$

где $\Delta \sigma$ - приращение напряжения при увеличении нагрузки со ступени $0,05 R_{np}$ - до ступени $0,3 R_{np}$, в кг/см^2 ;
 $\Delta \epsilon$ - разность между полной деформацией - ϵ , измеренной после выдержки под нагрузкой, соответствующей $0,3 R_{np}$ и остаточной деформацией ϵ''' , измеренной после сброса нагрузки и выдержки под напряжением $0,05 R_{np}$, в мм/м.

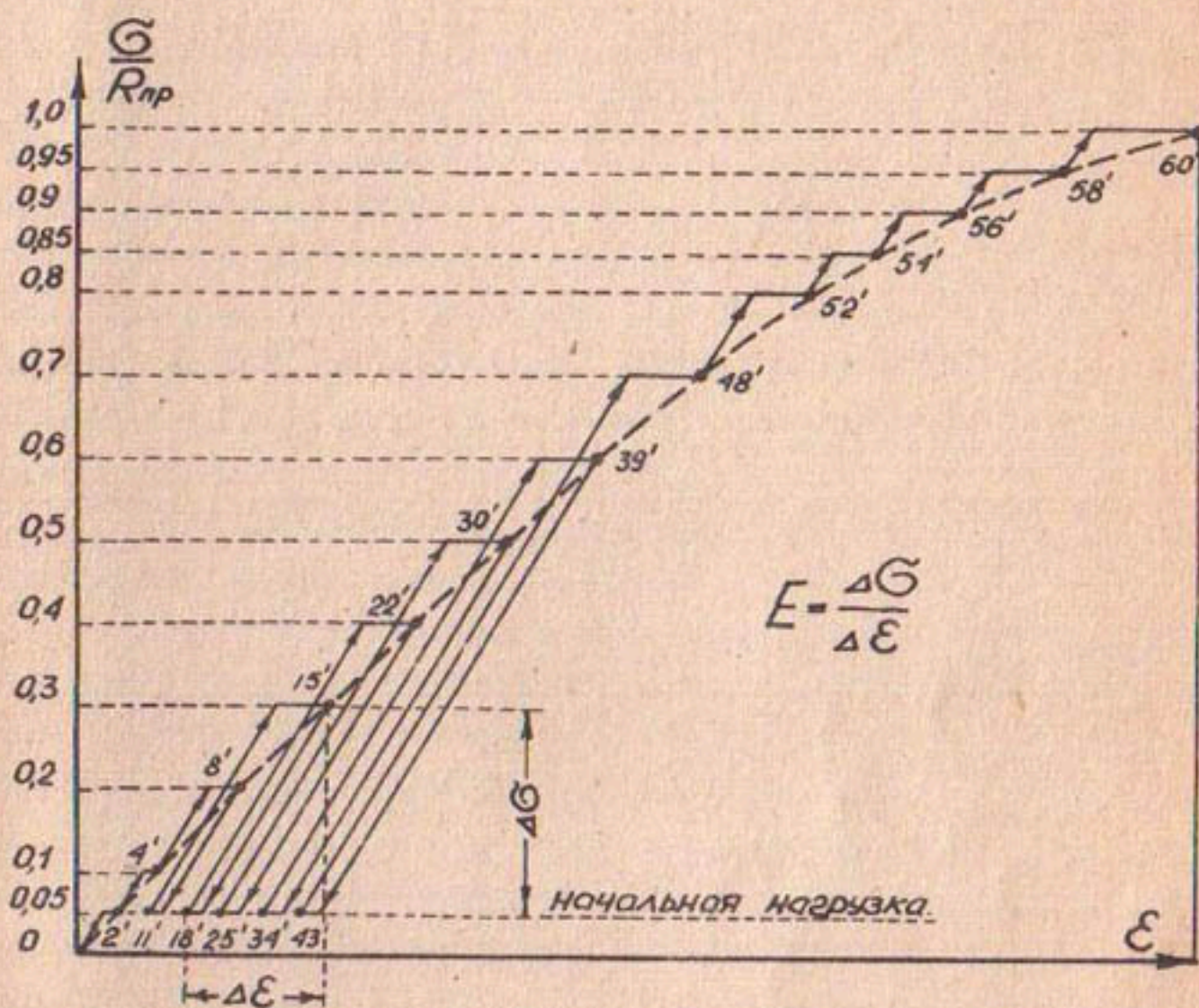


Рис.2. Схема испытания кернов при циклично-ступенчатом нагружении.

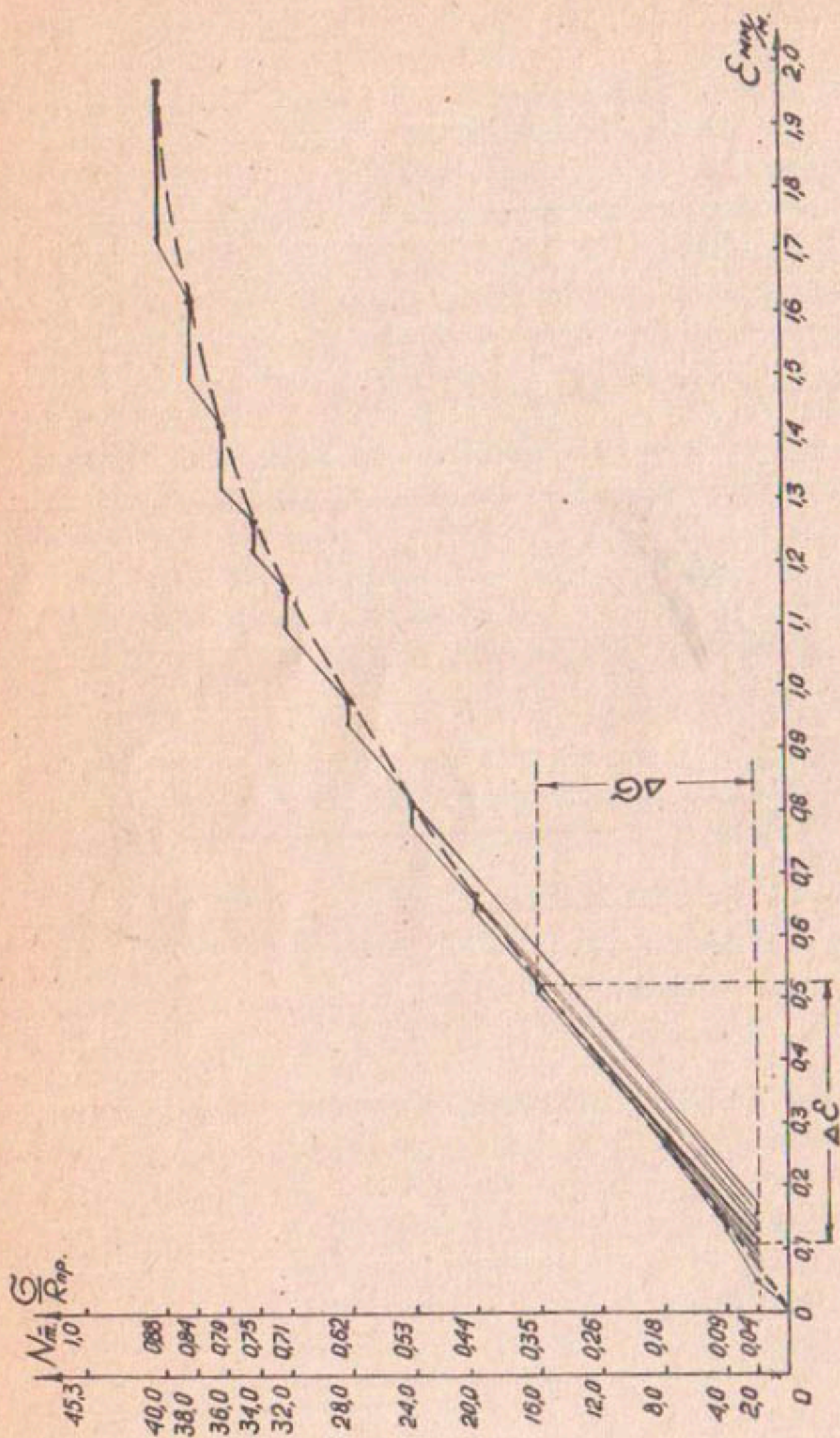


Рис. 3. Зависимость $\varepsilon = f(\sigma/R_{np})$ для бетонного керна К-130 при циклично-ступенчатом нагружении.

Методика определения кубиковой (R) и призмной ($R_{пр}$) прочности бетона в кернах описана ранее /5/. Зависимости $\varepsilon = f\left(\frac{\sigma}{R_{пр}}\right)$ были построены по изложенной выше методике для 33 образцов-кернов. В качестве примера приводятся результаты испытания керна К-130 (рис.3). Подсчет продольных деформаций этого керна на каждой ступени нагружения-разгружения приведен в табл.1, а подсчет упругой части продольной деформации - в табл.2. По аналогичным графикам, построенным для каждого керна, вычислялся начальный модуль упругости E . Результаты определения начального модуля упругости бетона скомпонованы в зависимости от марки бетона кернов (табл.3).

Средние значения модуля упругости сравнены с нормативными, приведенными в СНиП П-В I-62 (рис.4).

Таким образом, фактический начальный модуль упругости бетона, твердеющего в условиях сухого и жаркого климата, определенный по описанной выше методике, для бетона марки "300" ниже нормативного на 95000 кг/см^2 , марки "400" - на 85000 кг/см^2 и марки "500" - на 85000 кг/см^2 , или на $22 \pm 30\%$. Полученные значения модуля упругости сравнены с его значениями, определенными ранее путем нагружения ступенями около 0,1 части от разрушающей нагрузки, с выдержками на ступени от 5 до 10 мин /5/ (табл.4).

Сравнение показывает, что величина начального модуля упругости, определенная при циклично-ступенчатом нагружении, на $10 \pm 15\%$ ниже, чем при ступенчатом нагружении для образцов, имеющих одинаковую марку бетона. В качестве примера приводятся результаты испытаний двух кернов (К-20 и К-130), имеющих одинаковую прочность ($R_{пр} = 390 \text{ кг/см}^2$) (рис.5). Керна К-20 испытан при ступенчатом, керна К-130 - при циклично-ступенчатом приложении нагрузки. Пластические деформации /1/ (ε) керна К-130 при напряжениях более $0,7 R_{пр}$ в 1,5-2 раза выше, чем у керна К-20, а упругие

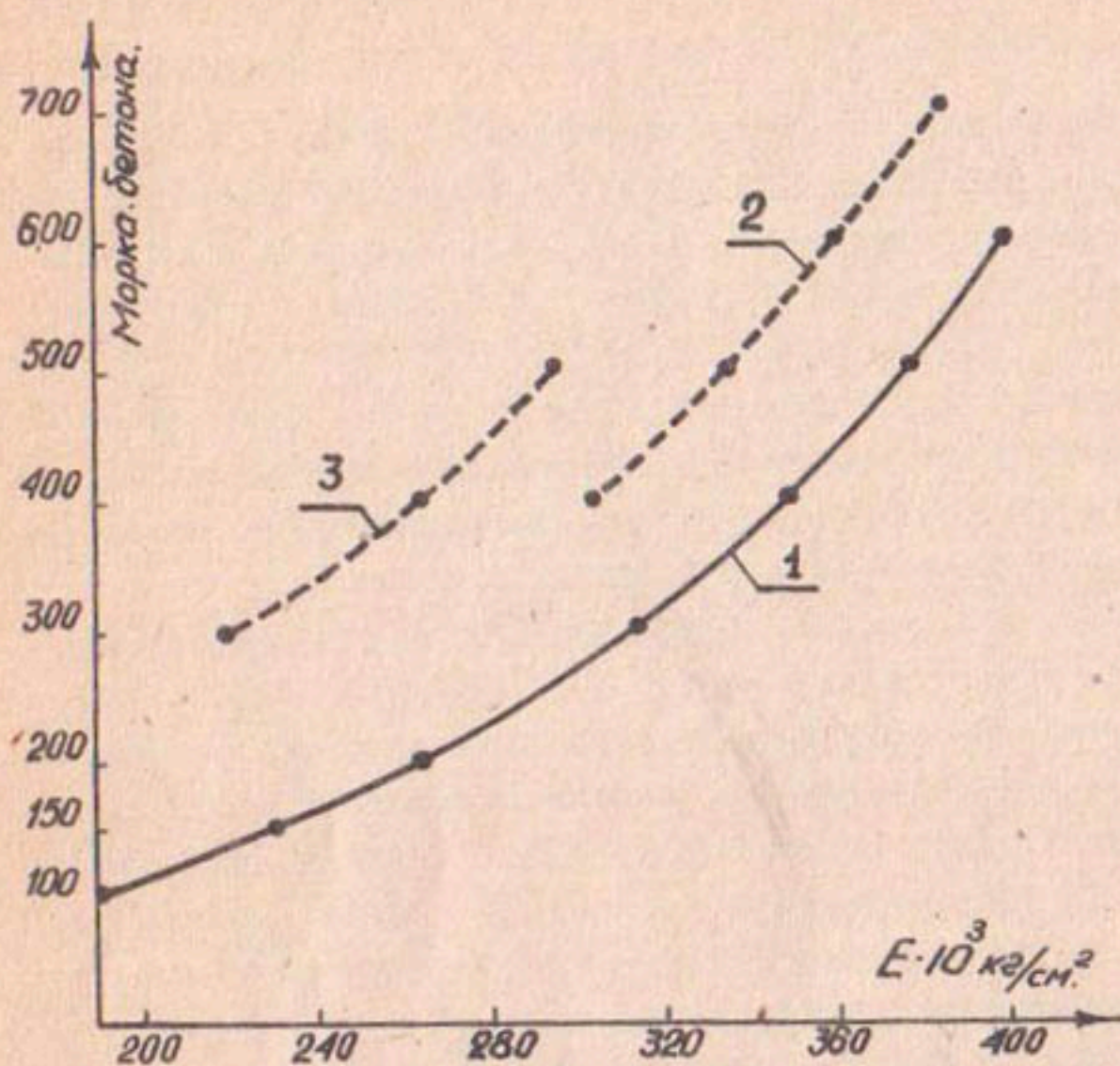


Рис. 4. Зависимость начального модуля упругости бетона от его марки : 1 — нормативная; 2 — при ступенчатом нагружении; 3 — при циклично-ступенчатом нагружении.

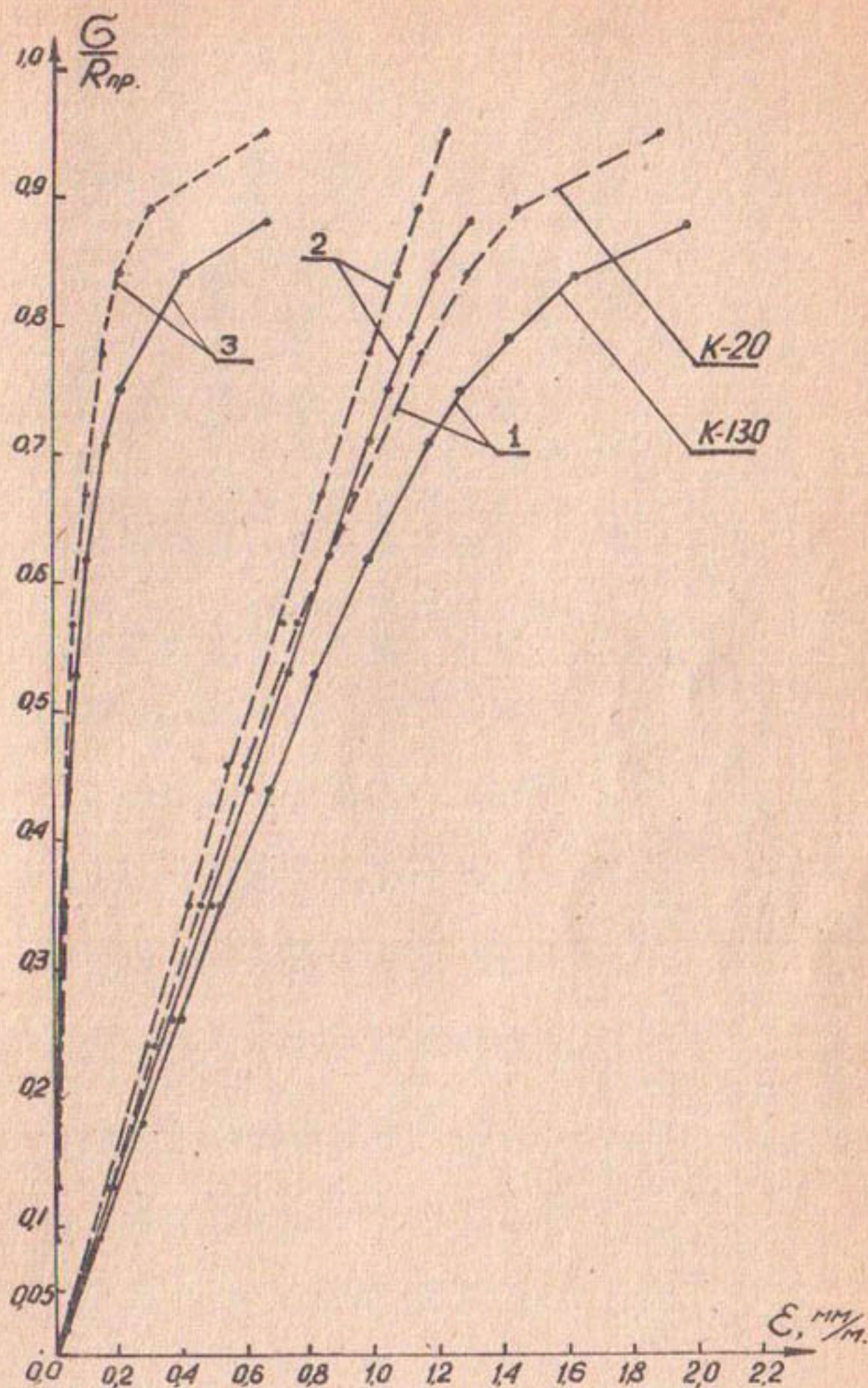


Рис.5. Зависимость $\varepsilon = f(\frac{\sigma}{R_{np}})$ для кернов :
 К - 20 (ступенчатое нагружение) и
 К - 130 (циклично-ступенчатое нагружение).
 1 - полная деформация; 2 - упругая деформация; 3 - пластическая деформация.

Таблица I

Подсчет продольных деформаций керн К-130 ($h = 213$, $d = 113$, мм)
в возрасте 26 месяцев при показании индикатора 0,001 мм и базе
измерения 106 мм, выполненных 17 января 1969 г.

На- груза, Т	Напря- жение, λ кг/см ²	Показания приборов (в делениях)																Продольные деформации, мм/м			
		1		2		3		4		средние		ϵ'		ϵ		ϵ''		ϵ'''			
		нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16						
2	19,8	5	5	4	4	4	4	5	5	4,5	4,5	0,042	0,042	0,042	-	-	-	-	-		
4	39,7	14	14	13	13	13	14	15	16	13,7	14,2	0,129	0,129	0,134	-	-	-	-	-		
8	79,3	28	28	29	30	27	27	30	31	28,5	29,0	0,269	0,269	0,274	-	-	-	-	-		
2	19,8	8	8	8	8	7	7	8	8	7,7	7,7	-	-	-	0,073	0,073	0,073	0,073	0,073		
12	119,0	40	41	42	43	40	40	44	45	41,5	42,2	0,392	0,392	0,398	-	-	-	-	-		
2	19,8	9	9	10	9	9	9	10	9	9,5	9,0	-	-	-	0,090	0,090	0,085	0,085	0,085		
16	159,0	55	56	55	57	50	50	55	57	53,7	55,0	0,507	0,507	0,518	-	-	-	-	-		
2	19,8	11	10	13	12	10	10	11	10	11,2	10,5	-	-	-	0,106	0,106	0,099	0,099	0,099		
20	198,0	67	69	71	75	63	64	70	74	67,7	70,5	0,638	0,638	0,665	-	-	-	-	-		
2	19,8	14	13	16	15	13	13	15	14	14,5	13,7	-	-	-	0,137	0,137	0,129	0,129	0,129		
24	238,0	80	83	86	90	83	84	85	87	83,5	86,0	0,788	0,788	0,812	-	-	-	-	-		
2	19,8	16	15	19	17	15	15	20	18	17,5	16,3	-	-	-	0,165	0,165	0,154	0,154	0,154		
28	278,0	95	98	101	106	93	95	110	114	99,7	103,2	0,940	0,940	0,973	-	-	-	-	-		

Продолжение таблицы I

I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
32	318,0	112	118	115	124	110	114	128	136	116,2	123,0	1,097	1,162	-	-
34	337,0	122	126	140	145	118	120	138	142	129,5	133,2	1,222	1,258	-	-
36	357,0	138	150	150	162	129	135	146	154	140,7	150,3	1,327	1,420	-	-
38	377,0	158	176	171	184	146	151	163	173	159,5	171,7	1,504	1,620	-	-
40	397,0	186	233	198	230	166	176	182	197	183,0	209,0	1,726	1,972	-	-
45,3	450	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н	к е р н

Таблица 2

Подсчет упругой части продольной
деформации керна К-130

Напря- жение (приз- менное), кг/см ²	$\frac{\sigma}{R_{np}}$	ε мм/м	ε' мм/м	$\Delta\varepsilon = \varepsilon' - \varepsilon$	$\sum \Delta\varepsilon$	$\varepsilon_y = \varepsilon - \sum \Delta\varepsilon$	Примечание
17,2	0,04	0,042	0,042	0	0	0,042	$\frac{h}{d} = \frac{213}{113} = 1,88$
34,4	0,09	0,134	0,129	0,005	0,005	0,129	
68,8	0,18	0,274	0,269	0,005	0,010	0,264	
103,3	0,26	0,398	0,392	0,006	0,016	0,382	$K_1 = 1,01; K_2 = 1,026$
137,8	0,35	0,518	0,507	0,011	0,027	0,491	
172,2	0,44	0,665	0,638	0,027	0,054	0,611	$G = \frac{3,6 \cdot D}{3,14 \cdot d^2 K_1 \cdot K_2}$
206,5	0,53	0,812	0,788	0,024	0,078	0,734	
241	0,62	0,973	0,940	0,033	0,111	0,862	
275	0,71	1,162	1,097	0,065	0,176	0,986	$R_{np} = \frac{3,6 \cdot 45300}{3,14 \cdot 11,3^2 \cdot 1,01}$
293	0,75	1,258	1,222	0,036	0,212	1,046	
310	0,79	1,420	1,327	0,093	0,305	1,115	$\frac{1,026}{1,026} = 390 \text{ кг/см}^2$
327	0,84	1,620	1,504	0,116	0,421	1,199	
344	0,88	1,972	1,726	0,246	0,667	1,305	
390	1,0						

Таблица 3

Расчет средних значений начального модуля
упругости в зависимости от марки бетона
в кернах

Марка бетона в кер- нах	Номер керн	Фактичес- кая проч- ность бе- тона в керне, кг/см ²	Фактичес- кий началь- ный модуль упругости бетона, кг/см ² · 10 ³	Среднее значение начального модуля уп- ругости бетона, кг/см ² · 10 ³	Рекоменду- емое зна- чение на- чального модуля уп- ругости бетона, кг/см ² · 10 ³
I	2	3	4	5	6
"300"	I13	367	224		
	I39	386	184		
	I44	370	239		
	I77	387	219	220	220
	201	300	212		
	202	320	238		
	95	474	262		
"400"	I01	406	179		
	I06	432	307		
	I12	458	258		
	I20	432	302		
	I24	460	310	267	265
	I28	438	309		
	I38	494	246		
	I57	498	235		
	I51	463	212		
	I67	437	259		
	I68	472	278		
	I73	466	256		
	I93	438	306		
	208	427	282		

Продолжение таблицы 3

1	2	3	4	5	6
	27	566	356		
	49	556	295		
	76	590	344		
	77	532	282		
	79	501	309		
"500"	102	514	251	294	295
	130	520	287		
	134	512	260		
	137	598	280		
	152	598	247		
	184	598	319		
	194	597	298		

Таблица 4

Марка бетона	Нормативный модуль упругости, кг/см ²	Значение начального модуля упругости бетона, кг/см ² (при нагружении)	Одноступенчатое циклично-ступенчатое	Отношение фактического значения начального модуля упругости к нормативному (при нагружении)	Одноступенчатое циклично-ступенчатое
"300"	315000	—	220000	—	0,698
"400"	350000	305000	265000	0,872	0,757
"500"	380000	335000	295000	0,882	0,777
"600"	400000	360000	—	0,898	—
"700"	420000	385000	—	0,917	—

деформации /2/ соответственно больше на 15%. Значения начального модуля упругости бетона для этих кернов составляют: для керна К-20-Е = 325000 кг/см², для керна К-130-Е = 287000 кг/см², т.е. разница около 12%.

При расчете конструкций по предельным состояниям помимо модуля упругости необходимо знать коэффициент поперечной деформации бетона ν . Эта величина меняется в зависимости от свойств бетона и уровня напряжений.

Теория прочности бетона на основе физической механики только развивается /1, 4/, поэтому накопление и использование наблюдений за микроявлениями при нагружении бетона дадут ценную информацию для создания единой теории прочности и деформирования бетона.

На основании исследований ЦНИИС, установлено, что при сжатии бетона происходят последовательные процессы уплотнения, разуплотнения и разрушения его структуры, что при более высоком уровне напряжений приводит к образованию микротрещин. Эти процессы можно фиксировать на основе анализа кривых приращения внешнего объема образца ΔQ и изменения коэффициента поперечных деформаций при его нагружении. Величина ΔQ определяется по формуле

$$\Delta Q = \Delta \varepsilon - 2\Delta \varepsilon_n, \quad (2)$$

где $\Delta \varepsilon$ — приращение продольной деформации на данной ступени нагрузки;

$\Delta \varepsilon_n$ — приращение поперечной деформации на данной ступени нагрузки.

В процессе анализа кривых фиксируются две характерные параметрические точки R_T^o и R_T^v . Величина R_T^o характеризуется началом уменьшения величины приращения внешнего объема образца (рис.6а) и началом роста величины отношения $\frac{\Delta \varepsilon_n}{\Delta \varepsilon}$ с повышением нагрузки (рис.6б).

Величина R_T^V характеризуется условием, когда $\Delta Q = 0$ (рис. 6а) и достижением значения $\frac{\Delta \epsilon_p}{\Delta \epsilon} = 0,5$ (рис. 6б).

Напряженные состояния бетона при длительно действующих напряжениях в интервале от R_T^0 до R_T^V в сочетании с воздействиями факторов внешней среды могут вызывать появление продольных трещин в бетоне.

Величина R_T^0 — нижняя условная граница микроразрушений, характеризующая начало процесса некоторого разрыхления структуры бетона. Величина R_T^V — верхняя условная граница микротрещинообразования, при которой микротрещины могут быть обнаружены на поверхности бетона оптическими средствами, и должна рассматриваться при оценке долговременной прочности бетона. Оценка бетонов по этим параметрическим точкам позволяет объективно сравнивать их свойства.

Совместный замер продольных и поперечных деформаций при статическом нагружении производился нами на 13 образцах-кернах. В качестве примера мы приводим данные подсчета величин ΔQ и $\frac{\Delta \epsilon_p}{\Delta \epsilon}$ на каждой ступени нагружения для керна К-208 (табл. 5) и графики зависимости этих величин от интенсивности напряжений (рис. 6 а, б). Для данного керна величина R_T^0 соответствует напряжениям $(0,45 \pm 0,48) R_{пр}$, а величина $R_T^V = 0,77 R_{пр}$. В целом, по результатам испытания 13 образцов-кернов с призмной прочностью от 278 до 455 кг/см², эти величины колеблются в пределах $R_T^0 = (0,32 \pm 0,48) R_{пр}$ и $R_T^V = (0,66 \pm 0,82) R_{пр}$.

Параллельно с испытаниями бетонных кернов были испытаны бетонные цилиндры аналогичных геометрических размеров, изготовленные из бетонной смеси рабочего состава, но твердевшие в нормальных условиях. Для этих образцов величина $\frac{R_T^0}{R_{пр}} = 0,50 - 0,53$, т.е. несколько выше, чем

Таблица 5

Подсчет приращения внешнего объема бетона (ΔQ)
и величины отношения $\frac{\Delta \epsilon_n}{\Delta \epsilon}$ при нагружении керна К-208

$\frac{\sigma}{R_{пр}}$	Деформации, мм/м				Приращение деформаций		$\nu = \frac{\Delta \epsilon_n}{\Delta \epsilon}$	ΔQ
	продольные, ϵ		поперечные, ϵ_n		продольных, $\Delta \epsilon$	поперечных, $\Delta \epsilon_n$		
	нач.	кон.	нач.	кон.				
	нач.	кон.	нач.	кон.	нач.	кон.		
0,04	0,036	0,036	0	0	0	0	0	-0,001
0,08	0,085	0,090	0,010	0,012	0,005	0,002	0,40	-0,002
0,16	0,186	0,194	0,042	0,045	0,008	0,003	0,37	-0,004
0,24	0,281	0,291	0,062	0,065	0,010	0,003	0,30	-0,010
0,32	0,362	0,378	0,087	0,090	0,016	0,003	0,19	-0,017
0,40	0,462	0,483	0,105	0,107	0,021	0,002	0,09	-0,020
0,48	0,574	0,598	0,128	0,130	0,024	0,002	0,08	-0,033
0,56	0,683	0,732	0,155	0,163	0,049	0,008	0,16	-0,007
0,64	0,798	0,825	0,180	0,190	0,027	0,010	0,37	-0,009
0,72	0,918	0,967	0,210	0,230	0,049	0,020	0,41	+0,004
0,80	1,060	1,100	0,250	0,272	0,040	0,022	0,55	+0,046
0,88	1,240	1,300	0,292	0,345	0,060	0,053	0,88	+0,285
0,96	1,405	1,610	0,375	0,620	0,205	0,245	1,20	
1,00								

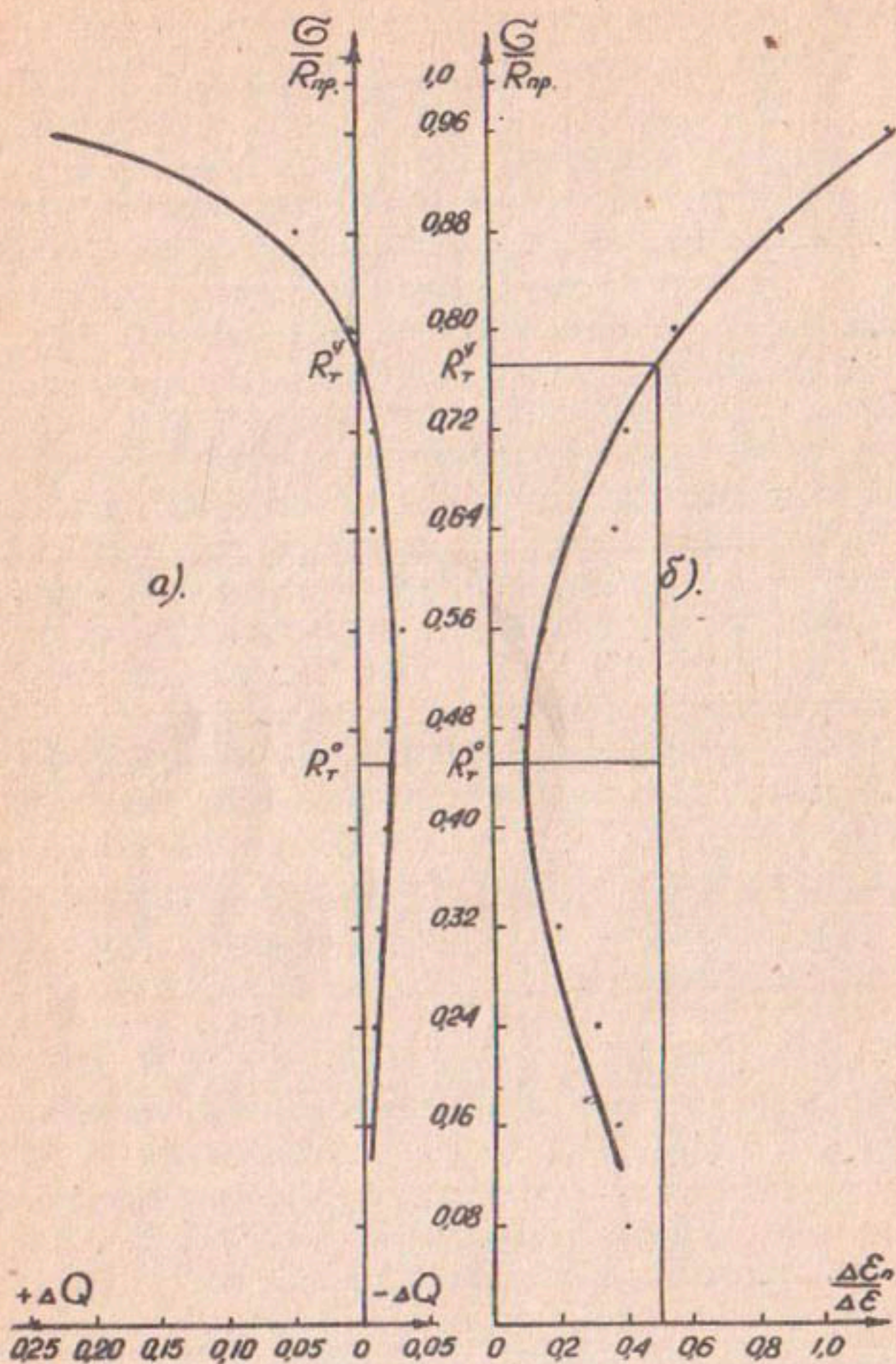


Рис.6. Зависимость от нагрузки : а - приращения внешнего объема зерна $K = 208$; б - величины отношения $\frac{\Delta \epsilon_n}{\Delta \epsilon}$.

для образцов-кернов, твердевших в естественных условиях. Аналогичную закономерность наблюдали Берг и др./2/. Особенно отмечалось снижение уровня начала микроразрушений в защитном слое подсушенных образцов бетона.

Таким образом, для высокопрочных дорожных бетонов, твердеющих в условиях сухого и жаркого климата, уровень нижней границы микроразрушений ($\frac{R_r^v}{R_{np}}$) ниже, чем для аналогичных бетонов, твердеющих в нормальных условиях.

Поскольку работами О.Я.Берга было установлено, что отношение $\frac{R_r^v}{R_{np}}$ — величина переменная и зависит от абсолютной прочности бетона, наши результаты были нанесены на график $\frac{R_r^v}{R_{np}} = f(R_{np})$, построенный в полулогарифмическом масштабе (рис.7). Зависимость получена по данным исследований О.Я.Берга и Г.Н.Писанко /3/. Точки, полученные авторами, тоже укладываются в эту закономерность. Следовательно, уровень образования микротрещин $\frac{R_r^v}{R_{np}}$ для высокопрочных дорожных бетонов, твердеющих в условиях сухого и жаркого климата, практически не отличается от уровня образования микротрещин в бетонах, твердевших в нормальных условиях.

В ы в о д ы

1. Фактические значения начального модуля упругости высокопрочного дорожного бетона, твердеющего в условиях сухого и жаркого климата, полученные при циклично-ступенчатом нагружении согласно методики НИИЖБ, на 22-30% ниже значений по СНиП П-В I-62.

2. Циклично-ступенчатое нагружение образцов бетона приводит к уменьшению численного значения начального модуля упругости на 10-15% по сравнению со ступенчатым нагружением, при прочих равных условиях.

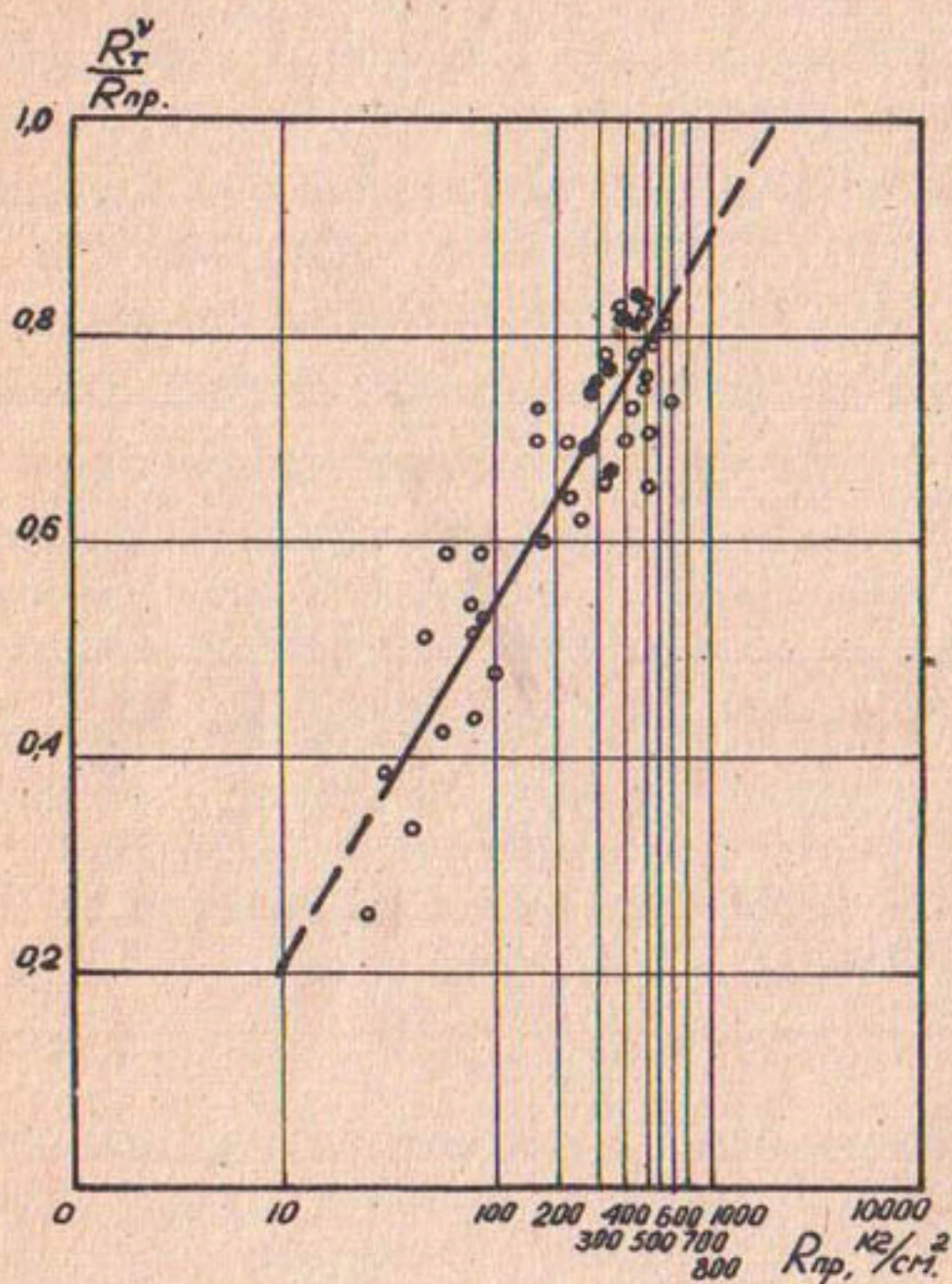


Рис.7. Граница образования микротрещин при сжатии R_T :

- - бетон, по данным Берга и Писанка;
- - бетон, по данным авторов.

3. Уровень нижней границы микроразрушений ($\frac{R_r^o}{R_{пр}}$) для высокопрочных дорожных бетонов, твердеющих в условиях сухого и жаркого климата, ниже, чем для аналогичных бетонов, твердевших в нормальных условиях. Особенно это сказывается в поверхностном, подсушенном слое бетона.

4. Уровень верхней границы микротрещинообразования ($\frac{R_r^v}{R_{пр}}$) для высокопрочных дорожных бетонов, твердеющих в условиях сухого и жаркого климата, находится в тех же пределах, что и для бетонов, твердеющих в нормальных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона, М., Госстройиздат, 1961.
2. Берг О.Я., Писанко Г.Н., Хромец Ю.Н., Щербаков Е.Н. Напряженное состояние бетона в зоне расположения предварительно напряженной арматуры, "Транспортное строительство", 1964, № II.
3. Временная инструкция по определению призмочной прочности и начального модуля упругости бетонов, М., Госстройиздат, 1968.
4. Гвоздев А.А., Берг О.Я. Основные итоги и дальнейшие задачи научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона, М., Стройиздат, 1966.
5. Липский В.Я., Селимов М.М. Расчетные параметры (α, E) высокопрочных бетонов в условиях сухого и жаркого климата, Труды САНИИРИ, вып. II4, Ташкент, 1968.

РЕФЕРАТЫ

к выпуску 129 Трудов САНИИРИ им.В.Д.Журина

(Антифильтрационные мероприятия,
строительные материалы, сборные конструкции)

1970 год

ИССЛЕДОВАНИЯ ЛАБОРАТОРИИ ФИЛЬТРАЦИИ САНИИРИ

Н.А.ЦВЕТКОВА

Труды САНИИРИ, вып.129, 1970

В статье излагаются основные результаты научной деятельности фильтрационной лаборатории САНИИРИ и намечаются перспективные направления ее работы на будущий период. Статья снабжена перечнем литературы, опубликованной лабораторией, полезным для исследователей и проектировщиков, ведущих работу в области фильтрации и расчетов ирригационных сооружений.

О ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ БАРХАННОГО ПЕСКА
В КАЧЕСТВЕ ФИЛЬТРОВОЙ ОБСЫПКИ ДРЕН

Н.А.ЦВЕТКОВА, С.И.СТОРОЖУК
Труды САНИИРИ, вып.129, 1970

В статье излагается вопрос возможности применения барханного песка в качестве фильтровой обсыпки дрен. Лабораторные исследования, проведенные в лаборатории фильтрации САНИИРИ, показали, что барханный песок может быть применен в качестве обсыпки дрен при определенной конструкции дренажных труб.

Рисунков 2, таблиц 2.

ВЛИЯНИЕ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРАНСОСТАВА
НА РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА СУФФОЗИОННОСТИ ГРУНТОВ

С.И. СТОРОЖУК

Труды САНИИРИ, вып. 129, 1970

В статье приведены результаты определения суффозионности грунтов по грансостовам определенным методом сито-пипетки, и ситовым, и комбинированным методом с пирофосфатом *Na*. Эти результаты сравниваются с лабораторными данными о фильтрационной устойчивости грунтов и определению суффозионности по "Инструкции" ВНИИГ. На основе проделанных исследований рекомендуется определять гранулометрический состав методом сито-пипетки, как наиболее близкий по физике явлений к исследуемым процессам суффозии и выпора.

Рисунков 3.

ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИИ ВОДОВЫПУСКОВ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

С.М.ГОРЮНОВ

Труды САНИИРИ, вып. I29, I970

Освещен обзор литературы по расчету узких ирригационных сооружений, в частности по отношению к водовыпускам из водохранилищ. Рассмотрены вопросы фильтрации в разнородном основании сооружений и возможность схематизации к двухслойному с учетом местных условий. На основе комбинированного моделирования способом электро- и гидроанalogий, соответственно в электропроводной и грунтовой средах даются результаты исследований пространственной фильтрации. Приводимые графики являются расчетными для недренированных водовыпусков из водохранилищ. Они позволили определить фильтрационный напор на подошву сооружения и максимальные градиенты на выходе в отводящий канал.

Рисунков 4.

УДК 626.01 ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РЕЖИМА ПЛОТИНЫ
ЮЖНО-СУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

С.М.ГОРЮНОВ
Труды САНИИРИ, вып. 129, 1970

Вопросы режима фильтрации через плотину Южно-Сурханского водохранилища решаются современными методами исследований — лабораторными, натурными, включая геофизические.

В результате исследований выяснена работа грунтов основания и тела плотины от воздействия фильтрационного потока и устойчивость плотины в целом, а также работа грунтов в зонах разгрузки потока-дренажно-коллекторной сети.

Определена гидравлическая связь зон интенсивных утечек из водохранилища с зонами разгрузки потока.

Даны практические предложения строительным организациям.

О ПРИМЕНЕНИИ ЦЕМЕНТНО-ГРУНТОВЫХ СМЕСЕЙ
В ИРРИГАЦИОННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Р.К.КЕНДЖАЕВ

Труды САНИИРИ, вып. 129, 1970

В статье рассматривается вопрос о применении цементно-грунтовых смесей, полученных путем добавления к лессовым грунтам (как засоленным, так и незасоленным) портландцемента, для ирригационного строительства.

Приводятся результаты полугодового лабораторного исследования физико-механических свойств цементно-грунтовых смесей при различных соотношениях лессового грунта и портландцемента, а также при разных дозировках гипса и смеси. Сообщаются данные о поведении этих смесей в агрессивной среде (в минерализованных грунтовых водах).

Выявляются следующие свойства грунтосмесей: воздухоустойчивость, водостойкость, механическая прочность, морозостойкость во времени.

Полученные результаты дают возможность судить о целесообразности применения этих смесей в ирригационном строительстве взамен дорогостоящих строительных материалов.

Рисунков 4, таблиц 17.

ИССЛЕДОВАНИЕ ГЛУБИНЫ ДЕФОРМИРУЕМОЙ ЗОНЫ
СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
ПОД ШТАМПАМИ В ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ

Н.Ф.АРИПОВ

Труды САНИИРИ, вып. 129, 1970

В статье приведены результаты экспериментальных исследований по изучению напряженно-деформативной зоны в основании фундаментов для слабых глинистых грунтов и дается сравнительный анализ замеренной деформированной зоны для данных грунтов с условно сжимаемой зоной в соответствии со СНиП П-Б.1-62.

В результате экспериментов установлено, что при всех нагрузках замеренная деформируемая зона превышает условно сжимаемую зону, подсчитанную согласно СНиП П-Б.1-62, т.е. расчетные значения не могут служить эквивалентом фактической глубины сжимаемой зоны.

Рисунков 3, таблица.

ВОПРОСЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДЕТАЛЕЙ И ИЗДЕЛИЙ
ИЗ ПОЛИМЕРБЕТОНА

Ш.МАХМУДОВ

Труды САНИИРИ, вып.129,1970

В статье разрешаются вопросы приготовления полимербетонной смеси на смоле ФД и ФОД, формовки из них деталей и изделий, рассматривается влияние термообработки на прочность полимербетона. Приводятся данные по изысканию материала для формы (опалубки), даются советы по армированию полимербетона.

Рисунков 2.

В статье авторы приводят результаты лабораторных исследований по определению модуля упругости мелкозернистого бетона на барханном песке с различными составами (1:1, 1:1,5, 1:2) соответственно В/Ц = 0,36, 0,38 и 0,42.

На основании результатов исследований построены графики изменения деформации в сжатой и растянутой зонах в зависимости от нарастаний прочности.

Рисунков 3.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

А.АБДУЖАБАРОВ, Р.ДЖУРАЕВ, И.А.БЕРДИЕВ

Труды САННИРИ, вып.129, 1970

В статье приводятся результаты исследования авторов по определению параметров мелкозернистого бетона на сжатие, растяжение, растяжение при изгибе. На основании проведенных исследований как лабораторных и производственных условий получены эмпирические формулы для определения прочности мелкозернистого бетона. Результаты исследований сопоставлены с рекомендациями других авторов.

Рисунков 3, таблиц 3.

ИЗ ИСТОРИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В СРЕДНЕЙ АЗИИ
(Строительные материалы гидротехнических сооружений
VIII-XIX вв.)

Н.С.ГРАЖДАНКИНА

Труды САНИИРИ, вып.129, 1970

В статье представлен анализ некоторых строительных материалов, используемых в древних гидротехнических сооружениях Средней Азии. Полевыми и лабораторными исследованиями выявлены некоторые закономерности в распределении материалов и сложившиеся производственные традиции, свидетельствующие о высоком уровне технологических знаний древних мастеров.

Таблиц 3.

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ ДОРОЖНОГО БЕТОНА
В УСЛОВИЯХ СУХОГО И ЖАРКОГО КЛИМАТА

В.Я.ЛИПСКИЙ, М.М.СЕЛИМОВ
Труды САНИИРИ, вып.129, 1970

В работе излагается определение фактических значений начального модуля упругости высокопрочных дорожных бетонов, твердевших в условиях сухого и жаркого климата, на образцах-кернх, отобранных из цементно-бетонных покрытий автомобильных дорог Узбекистана.

Особенность наших исследований заключалась в том, что они проводились по новой, рекомендованной НИИЖБ, методике с циклично-ступенчатым нагружением образцов и строгой регламентацией времени испытаний.

Рисунков 7, таблиц 5.

СОДЕРЖАНИЕ

Н.А.ЦВЕТКОВА. Исследования лаборатории фильтрации САНИИРИ.....	3
Н.А.ЦВЕТКОВА, С.И.СТОРОЖУК. О возможности использования барханного песка в качестве фильтровой обсыпки дрен.....	II
С.И.СТОРОЖУК. Влияние метода определения грансостава на результаты расчета суффозионности грунтов.....	23
С.М.ГОРЮНОВ. Исследование фильтрации в основании водовыпусков из водохранилищ.....	33
С.М.ГОРЮНОВ. Исследования фильтрационного режима плотины Южно-Сурханского водохранилища....	47
Р.К.КЕНДЖАЕВ. О применении цементно-грунтовых смесей в ирригационном строительстве.....	51
Н.Ф.АРИПОВ. Исследование глубины деформируемой зоны слабых водонасыщенных глинистых грунтов под штампами в полевых условиях.....	77
Ш.МАХМУДОВ. Вопросы изготовления деталей и изделий из полимербетона.....	85
А.АБДУЖАБАРОВ, И.А.БЕРДИЕВ Модуль упругости мелкозернистого бетона.....	91
А.АБДУЖАБАРОВ, И.А.БЕРДИЕВ Определение физико-механических характеристик мелкозернистого песка.....	99
Н.С.ГРАЖДАНКИНА. Из истории гидротехнического строительства в Средней Азии (строительные материалы гидротехнических сооружений УШ-ХІХ вв.).....	109
В.Я.ЛИПСКИЙ, М.М.СЕЛИМОВ. Исследование деформативных свойств дорожного бетона в условиях сухого и жаркого климата.....	129
РЕФЕРАТЫ к статьям выпуска 129 Трудов САНИИРИ.....	151

Редакторы: И.И.Кондратьева, Б.Ф.Калягина
Корректоры: Т.М.Шапошникова, Р.П.Яхъяева

Р-16508 Подписано к печати 10. XII. 70г. Формат бумаги 50x60 1/8
Усл.п.л. II, 66 Зак. II40 Тир. 300 экз. Цена 1 руб.
Картфабрика ин-та "Узгипрозем", Ташкент, Муками, 176