

799

ГАС

А К А Д Е М И Я Н А У К С О Ю З А С С Р

**Т Р У Д Ы**

**ИНСТИТУТА ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАУК**

ВЫПУСК 24. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ СЕРИЯ (№ 3)

**Н. В. КОЛОМЕНСКИЙ**

**ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕНИЯ И СЦЕПЛЕНИЯ СВЯЗНЫХ  
ГОРНЫХ ПОРОД И ИССЛЕДОВАНИЕ РЫХЛЫХ ГОРНЫХ ПОРОД  
КАК МАТЕРИАЛА ДЛЯ НАСЫШЕЙ**

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК СССР

Н. В. КОЛОМЕНСКИЙ

## ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕНИЯ И СЦЕПЛЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД

### ВВЕДЕНИЕ

Одними из важнейших величин, кладущихся в основу расчетов различного рода сооружений, связанных с горными породами, являются величины сцепления и внутреннего трения горных пород. Вопрос исследования внутреннего трения и сцепления горных пород имеет уже значительную давность, но до настоящего времени его нельзя считать решенным.

Имея в виду большую практическую и теоретическую важность этого вопроса, Сектор инженерной геологии Геологического института Академии Наук СССР поставил разработку темы «Трение и сцепление рыхлых горных пород», которая прорабатывалась в течение года Н. В. Коломенским под руководством проф. Ф. П. Саваренского. Опытами, поставленными в 1937—1938 гг., был решен ряд вопросов, связанных с трением и сцеплением связных горных пород. Результатам этих опытов и посвящена данная статья.

В течение такого короткого промежутка времени полностью решить всю проблему трения и сцепления грунтов, конечно, нельзя, однако результаты проведенных опытов позволяют надеяться, что путь для дальнейших исследований намечен правильно и что основы методики получения величин сцепления и трения лабораторным путем разработаны. В основу работы положен метод, предложенный проф. Ф. П. Саваренским, позволяющий получать близкие реальным условиям расчетные величины, что должно так или иначе отразиться на правильности расчетов и уменьшении запасов прочности различных инженерных сооружений.

Мы далеки от мысли, что данная работа не требует проверки метода в более широком масштабе, но склонны полагать, что закономерности, выведенные в работе, давая общее направление, могут и должны быть уточнены дальнейшими, более детальными исследованиями.

### РАБОЧАЯ ГИПОТЕЗА

Как известно, грунт может состоять из трех фаз: твердой, жидкой и газообразной, которые в различных соотношениях образуют сложное тело — грунт. Для того чтобы изучить закономерности, имеющие место при срезе грунта, нужно прежде всего рассмотреть поведение отдельных фаз грунта при их совместной работе.

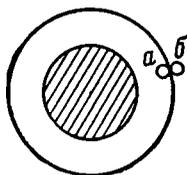
Основными предпосылками, послужившими для дальнейших рассуждений и исследований, являются: работа А. Ф. Лебедева (1935) о видах воды в горных породах и проф. Ф. П. Саваренского (1938) о методе определения углов внутреннего трения и сцепления связных грунтов.

Часть теории А. Ф. Лебедева, касающаяся физического состояния воды в горных породах, еще не встречала особых серьезных возражений и в настоящее время считается вполне обоснованной. Поэтому мы будем делать дальнейшие гипотетические предположения, основываясь именно на его

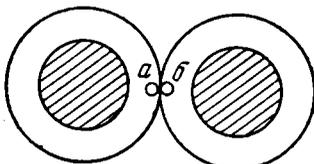
теории; в дальнейшем мы постараемся доказать эти построения данными опытов.

Частица грунта, смоченная водой, образует вокруг себя пленку той или иной толщины, которая удерживается на поверхности силами молекулярного притяжения, направленными к центру частицы. Эта пленочная вода может передвигаться (А. Ф. Лебедев) с частицы на частицу, если пленки будут разной толщины. Процесс передвижения воды с одной пленки на другую происходит довольно медленно. Сила, с которой пленка удерживается на поверхности частицы, чрезвычайно велика. Если представить себе шарообразную частицу, окруженную пленкой воды (фиг. 1); и допустить, что толщина пленки является максимальной, то дополнительно введенная молекула воды *б* уже не будет удерживаться на поверхности пленки за счет молекулярного притяжения. Молекула воды *а*, находящаяся на поверхности пленки, будет подвергаться притяжению к частице с силой, равной силе тяжести самой молекулы воды. Между молекулами воды *а* и *б* силы связи существовать будут, но по величине они равны силе связи между молекулами воды, т. е. практически ничтожны.

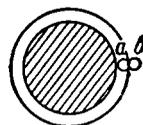
Если представить рядом две одинакового размера частицы грунта и каждая имеет пленку максимальной величины (фиг. 2), то молекулы *а* и *б* будут притягиваться друг к другу с силой, равной силе связи воды. Если же эти



Фиг. 1.



Фиг. 2.



Фиг. 3.

частицы имеют пленку заведомо меньше максимальной, но одинаковой толщины (фиг. 3), то молекула *а* будет испытывать одинаковое притяжение как к частице *а*, так и к частице *б*. Молекулу воды можно рассматривать как прочное тело, подверженное растягивающим усилиям. Следовательно, для того чтобы оторвать эту молекулу от той или иной пленки, необходимо преодолеть силу молекулярного притяжения к частице. И чем тоньше будет пленка, тем большее разрывающее усилие нужно приложить, так как сила молекулярного притяжения (при постоянстве массы) обратно пропорциональна расстоянию.

Если приливать к частицам *а* и *б* воду, которая будет идти на образование пленки, частицы можно привести к состоянию, изображенному на рис. 2, т. е. к такому состоянию, когда силы связи между частицами приближаются к нулю и грунт начинает течь. Такое состояние грунта определяется существующими лабораторными приемами и выражается в виде влажности, соответствующей верхнему пределу пластичности (по Аттербергу).

Увеличивая количество влаги, можно добиться избыточного количества воды, сверх того количества, которое необходимо для образования максимальной пленки. Каждая молекула избыточного количества воды может соприкоснуться только с молекулами, расположенными на поверхности пленки. Последние же притягиваются к частице с силой, практически равной нулю. Следовательно, молекулы избыточной влаги, подчиняющиеся исключительно силе тяжести, могут удерживаться на пленке только за счет сил связи обычной воды. Отсюда напрашивается вывод, что если нет тел, которые бы избыточная вода смачивала, то не может быть и речи об образовании каких-либо менисков. Следовательно, объяснять работу по крайней мере глинистого влажного грунта действием капиллярных сил невозможно. Верно, в своей последней работе проф. Г. И. Покровский приводит возможный случай, когда частицы грунта так сближены, что между ними вода отсут-

ствуется. В этом случае можно представить, что получится мениск в пленке «размазанными» контурами. Такой мениск может образоваться и при некоторой толщине пленки между частицами.

Мы не будем сейчас останавливаться на доказательствах отсутствия или наличия в грунте менисков, считая, что этот вопрос еще недостаточно освещен и требует как теоретической, так и экспериментальной проработки. Отметим лишь, что в свете вышеприведенных рассуждений становится невозможным объяснять работу грунта только наличием или отсутствием менисков. Необходимо учитывать также действие пленок воды, окружающих частицы.

При определении максимальной молекулярной влагоемкости (по Лебедеву) на прессе грунт подвергается давлению в  $80 \text{ кг/см}^2$  в течение двух минут. Процесс сжатия сопровождается удалением некоторого количества воды. Следуя вышеприведенным рассуждениям, можем утверждать, что в момент окончания опыта по определению максимальной молекулярной влагоемкости реактивная сила суммы пленок равна  $80 \text{ кг/см}^2$  и постоянна для любого глинистого испытуемого грунта. Следовательно, и сумма сил связи между частицами грунта в этот момент принимает для глинистого грунта какое-то постоянное значение. Выше мы говорили, что при достижении верхнего предела пластичности сумма сил связи в глинистых грунтах принимает так же постоянное значение, приближающееся к нулю. А так как сила связи, как говорилось выше, зависит от расстояния поверхности пленки от центра частицы, или, что то же, от объема воды для данной частицы, то можно полагать, что отношение максимальной молекулярной влагоемкости к верхнему пределу пластичности является величиной постоянной для любого глинистого грунта.

Однако проф. Г. И. Покровский (1937) указывает, что при сжатии грунтов вода может быть продавлена, если вертикальная нагрузка превысит прочность ее. В этом случае должна нарушиться пропорциональность между объемом воды, окружающей частицы, и силами связи. Тогда соотношение между максимальной молекулярной влагоемкостью и верхним пределом пластичности не должно быть постоянным. Здесь следует указать на два соображения, все же позволяющие считать, с некоторой степенью точности, указанное соотношение постоянной величиной для некоторых типов грунтов.

а) По данным проф. Г. И. Покровского случай продавливания воды глинистыми частицами приобретает неопределенное решение и расценивается нами как маловероятный.

б) Продавливание пленок, если и будет иметь место, то на незначительной по сравнению с поверхностью частицы площади. Поэтому объем воды, окружающей частицу, изменится не на столь уж значительную величину, и это изменение даст только более или менее значительные расхождения указанного отношения для различных глинистых грунтов. Причем расхождения эти должны увеличиться для более крупнозернистых грунтов, так как, по расчетам проф. Г. И. Покровского, для последних продавливание пленок должно произойти при меньших давлениях.

Приведенные выше теоретические рассуждения о постоянстве для глинистых грунтов отношения максимальной молекулярной влагоемкости к верхнему пределу пластичности весьма легко проверить, подсчитав отношение этих величин:

$$K_1 = \frac{W_m}{W_r}, \quad (1)$$

где  $W_m$  — максимальная молекулярная влагоемкость,

$W_r$  — верхний предел пластичности по Аттербергу,

$K_1$  — отношение максимальной молекулярной влагоемкости к верхнему пределу пластичности.

Приведем подсчет этой величины для некоторых горных пород СССР (табл. 1).

Таблица 1

№ п/п.	Наименование и возраст породы	$W_m$ в %	$W_f$ в %	$K_1$
1	Покровный суглинок (четвертичного возраста) № 1008, гл. 0.4—3.80 м (Донской склон канала Волго—Дон) . . . . .	17.11	36.61	0.47
2	То же, № 1009, гл. 2.8—8.1 м . . . . .	16.52	31.91	0.52
3	То же, № 1007, гл. 0.45—5.08 м . . . . .	16.74	35.79	0.47
4	То же, № 1008, гл. 9.30—12.12 м . . . . .	12.32	22.98	0.54
5	Кампанский глинистый песок (р. Дон, близ ст. Кумовской) . . . . .	20.32	33.92	0.59
6	Покровный суглинок четвертичного возраста (ж.-д. магистрали Москва—Донбасс, близ ст. Мордвес) . . . . .	17.38	37.02	0.47
7	Юрская глина келовейского возраста (шахта метро «Динамо», отметка 121.67 м) . . . . .	26.53	53.32	0.49
8	То же, отметка 122.67 м . . . . .	27.53	56.26	0.49
9	То же, киммеридж-оксфордского возраста, отметка 124.84 м . . . . .	30.89	61.92	0.49
10	То же, отметка 126.84 м . . . . .	38.47	74.85	0.51
	Среднее . . . . .	—	—	0.504

Для подтверждения данных табл. 1 был определен коэффициент  $K_1$  для 36 образцов майкопской глины (материалы проф. И. В. Попова), которые дали среднюю арифметическую величину  $K_1 = 0.536 \pm 0.024$ . Если же отбросить 5 определений, дающих резкие отклонения, средняя из 31 образца величина  $K_1 = 0.504$ .

Приведенные цифры показывают, что величины отношений  $K_1$  близки друг к другу для различных типов глинистых пород. В среднем это отношение  $K_1 = 0.504$ . Различные генезис и место взятия пород исключают случайные элементы и свидетельствуют о правильности сделанных выводов.

Такая же закономерность должна иметь место при сопоставлении максимальной молекулярной влагоемкости с нижним пределом пластичности ( $W_p$ ). Однако здесь нужно иметь в виду, что нижний предел пластичности, по методическим причинам и свидетельству целого ряда практических работников, определяется менее точно, чем верхний предел пластичности. Действительно, если элемент субъективизма играет некоторую роль при определении верхнего предела пластичности, то при определении нижнего предела он играет весьма значительную роль. Кроме того, что само определение трудно поддается стандартизации даже в пределах одной и той же лаборатории, на величину нижнего предела пластичности в сильной степени влияет характер поверхности, на которой производится раскатывание грунта в жгут. Следовательно, при вычислении указанного выше соотношения максимальной молекулярной влагоемкости к нижнему пределу пластичности ( $K_2$ ) нужно ожидать более значительных отклонений от средней величины.

В табл. 2 приведены значения  $K_2$  для группов, перечисленных в табл. 1

Таблица 2

№ п/п.	$W_m$	$W_p$	$K_2$	№ п/п.	$W_m$	$W_p$	$K_2$
1 <sup>1</sup>	17.11	15.32	1.12	7	26.53	30.59	0.87
2	16.52	15.06	1.03	8	27.53	32.08	0.89
3	16.74	16.38	1.02	9	30.89	35.02	0.88
4	12.32	12.96	0.95	10	38.47	46.35	0.83
5	20.32	17.94	1.13				
6	17.38	17.16	1.06				
							Среднее . . . . . 0.97

<sup>1</sup> № в первой графе таблицы соответствуют № образцов, указанных в табл. 1.

Подсчет величины  $K_2$  по 36 образцам майкопской глины показал, что среднее  $K_2 = 1.147 \pm 0.0606$ . Если же отбросить завышенные величины (5 образцов), средняя из 31 образца величина  $K_2 = 1.08$ , т. е. и в том и в другом случае теоретические соображения подтверждаются данными экспериментов.

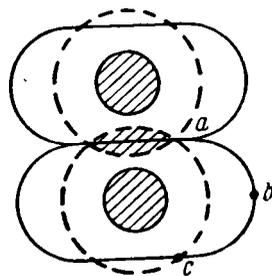
Приведенные цифровые данные свидетельствуют о наличии такой же закономерности и для этого отношения. Средняя величина  $K_2$  может быть принята в данном случае равной 1.08.

Нужно, однако, отметить, что такого рода зависимость может быть обнаружена только для величин, определенных одним и тем же методом, так как величины, определенные различными методами, дают большие отклонения в ту и другую сторону.

К полученной закономерности приходит также инж. В. Д. Цыплаков (1937), оперировавший с большим количеством определений.

### СЖАТИЕ ПЛЕНОК

Если грунтовые частицы, облеченные пленкой максимальной толщины, сжимать, то пленка сожмется, и в месте соприкосновения частиц произойдет перекрывание силовых полей (фиг. 4). В силу этого произойдет оттекание воды от места контакта пленок к периферическим (по отношению к контакту) частям пленки, причем пленка в идеальном случае приобретет форму, указанную на рис. 4. Но с боков частица может удерживать только максимальную толщину пленки. Вся же вода, заключенная в пределах фигуры *abc*, должна стечь в межчастичное пространство или выйти на поверхность грунта. Такое рассуждение приводит к следующему выводу.



Фиг. 4.

Если нарисованная картина соответствует действительности, то грунт, стабилизировавшийся под нагрузкой, должен разбухать после снятия нагрузки даже в том случае, когда притока воды в грунт не будет. Это можно объяснить тем, что с удалением нагрузки область перекрывания силовых полей уменьшится и произойдет приток воды от периферических частей пленки, где она имеет максимальную толщину, к местам контакта пленок и, следовательно, поведет к увеличению толщины пленки в вертикальном направлении. Хотя увеличение толщины пленки должно быть незначительным, но при значительном количестве частиц, уложенных по вертикали друг на друга, оно должно быть ощутительным для употребляющихся в практике измерительных приборов.

С целью подтверждения этого положения был поставлен следующий опыт.

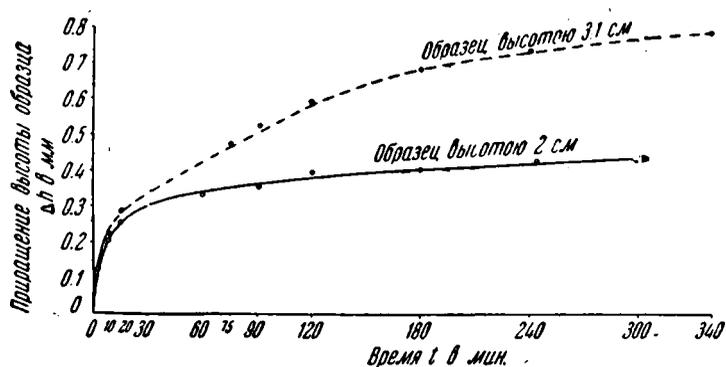
Юрская глина приводилась в состояние грунтовой массы и загружалась в прибор для сжатия типа Терцаги в состоянии, близком к верхнему пределу пластичности. Высота кольца Терцаги равнялась 1.5 см. Грунтовая масса заливалась водой и подвергалась сжатию нагрузкой в  $2 \text{ кг/см}^2$ . После стабилизации осадки вода, окружающая образец, была удалена, а влага с металлических частей прибора была высушена с помощью фильтровальной бумаги. Затем была снята нагрузка. Мессура, дающая точность отсчета до 0.001 мм, стала показывать разбухание, причем разбухание, постепенно затухая, длилось около 36 час. В первые 15—20 минут грунт разбух на 0.45 мм и затем в течение дальнейших суток на 0.132 мм. Общая величина разбухания при стабилизации достигла 0.582 мм. Операция с заливкой и осушением прибора была проделана вновь, прибор разобран и осмотрен. При осмотре прибора избыточного количества влаги обнаружено не было. Для выяснения хода разбухания был проделан следующий опыт.

Грунтовая масса, приготовленная из юрской глины, была загружена в два прибора одной и той же конструкции. Схема установки исключала

возможность значительной деформации самого прибора. В один прибор был загружен слой грунтовой массы в 2 см, а в другой — в 3.1 см. Образцы подвергались уплотнению под водой при нагрузке в  $1.9 \text{ кг/см}^2$  до стабилизации осадки, регистрируемой с помощью мессур, дающих точность отсчета до 0.005 мм. После стабилизации осадки вода, окружающая образец, удалялась, нагрузка снималась и грунту представлялась возможность разбухать без доступа в грунт воды. Через определенные промежутки времени по мессуре брались отсчеты. В результате были получены величины разбухания грунта в зависимости от времени, приведенные в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

№ п/п.	Время от начала разбухания в мин.	Приращение высоты образца $h = 2 \text{ см}$ в мм	Приращение высоты $h = 3.1 \text{ см}$ в мм
1	2	0.12	0.125
2	8.5	0.20	0.215
3	15	0.25	0.285
4	30	0.30	0.34
5	60	0.33	—
6	75	—	0.46
7	90	0.355	0.515
8	120	0.39	0.585
9	180	0.307	0.68
10	240	—	0.73
11	244	0.425	—
12	300	0.435	—
13	305	—	0.77
14	332	—	0.78



Фиг. 5.

Эти данные нанесены также на график (фиг. 5). Как видно из графика и таблицы, ход разбухания грунта без воды весьма характерен для разбухания грунта при насыщении его водою. Вместе с тем, относительное приращение высоты образца для первого образца равно 0.0217, для второго образца — 0.0255. Если же учесть влияние увеличения во втором случае поверхности трения о стенки прибора, соотношение относительных приращений высоты образцов должно было бы быть обратным. Это положение на ряду с некоторыми причинами, освещаемыми Н. Н. Масловым (1938), проливает свет на преувеличение расчетных осадок, по сравнению с осадками, наблюдаемыми на практике.

Хотя цифры относительного приращения высоты образца по своим абсолютным значениям мало показательны, но они наводят на мысль о несоответствии некоторых существующих теоретических положений с действительностью. Таким образом, проделанный опыт полностью подтверждает приведенные выше теоретические соображения.

Действительно, можно сделать попытку объяснить разбухание грунта в наших условиях существующими теоретическими представлениями, т. е.

капиллярной теорией в трактовке Терцаги, Н. М. Герсеванова и Г. И. Покровского.

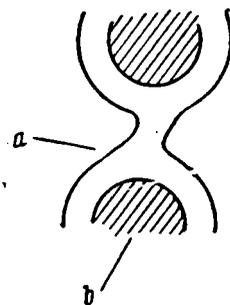
Если предположить, что разбухание обязано образованию вогнутых менисков, расположенных по периферии грунтовой массы, тогда нужно признать существование выпуклых менисков до начала разгрузки, так как ничтожно малое увеличение нагрузки влечет за собой выдавливание из грунта воды. Следовательно, существование менисков при нагрузке должно давать несколько иные срезающие усилия по сравнению с срезающими усилиями, полученными для затопленного водой грунта. Однако многочисленные опыты С. Л. Колесникова (1935) показали, что «пребывание образцов во время опыта под водой не показало никакой существенной разницы по сравнению с опытами над незатопленными образцами». В правильности вывода С. Л. Колесникова нас убеждает еще следующее соображение, проверенное опытом. Силы мениска должны удерживать грунт от окончательного разбухания, и при заливке грунтовой массы, когда вода «снимет» мениски, должно произойти дополнительное разбухание грунта. Продолжив наш опыт и производя затопление образца после стабилизации разбухания без воды, мы не получили быстрых видимых признаков деформации. Если встать на точку зрения существования внутренних кольцевых менисков, то опять-таки нельзя объяснить ни нашего опыта, ни опытов С. Л. Колесникова. Возможность же проникновения внутрь грунта наружного воздуха исключается, так как диффузия воздуха через водяную оболочку происходит весьма медленно (Покровский и Булычев, 1935), а разбухание при опыте происходило достаточно быстро. К этим возражениям против существующих теоретических представлений присоединяются возражения, приведенные в начале статьи.

Явление, происходящее в грунте, гораздо сложнее нарисованной нами схемы, но в общем поведение грунта должно быть таким, как указано выше.

#### СДВИГ ПЛЕНОК

Так же можно рассмотреть явление сдвига двух грунтовых частиц, облеченных пленками, толщина которых меньше максимальной. При сдвиге одной частицы относительно другой раньше всего должно быть преодолено сопротивление сдвигу водяной пленки. Так как эти пленки обладают прочностью, обусловленной силой молекулярного притяжения к частице, должна произойти деформация пленки, ее растягивание. Естественнее всего предположить деформацию пленки при сдвиге частиц в виде деформации пластичной массы, как это изображено на фиг. 6. Тогда сдвиг частиц относительно друг друга должен сопровождаться уменьшением толщины пленок в месте их контакта. Но это вызовет переход воды от частей зерна, имеющих большую толщину пленки, к частям с уменьшенной толщиной пленок, а следовательно, и вызовет к жизни силы, направленные к месту контакта пленок, т. е. в противоположном молекулярной силе направлении. Имея в виду, что передвижение пленочной воды совершается чрезвычайно медленно, а срезающая нагрузка нарастает быстро, увеличение срезающего усилия при опытах обгоняет уменьшение напряжения в пленках. Это обстоятельство заставляет полагать, что при быстрой нагрузке скалывание пленки происходит при больших усилиях, а при медленной — при меньших.

Практика подтверждает выдвинутое выше предположение, и отдельные исследователи, не вдаваясь в теоретические объяснения явления, рекомендуют, заметив эту разницу, производить срез грунта при стандартном увеличении срезающего усилия. Это явление может в некоторой степени служить причиной расхождения величин трения и сцепления, определенных для данного грунта на одном и том же приборе.



Фиг. 6.

Что такое поведение пленки при сдвиге вполне вероятно, свидетельствует взгляд целого ряда исследователей на деформацию воды при сдвиге, в частности проф. Г. И. Покровского.

Повторив еще раз, что нами нарисована упрощенная схема сдвига грунта, мы все же должны отметить, что в процессе сдвига может еще участвовать внешняя вертикальная сила, сжимающая пленку и тем самым как бы увеличивающая силу молекулярного притяжения воды к частице грунта. Тогда срезающее усилие можно расчленить на две части:

1. Усилие, необходимое для среза пленки при максимальном развиге (при данной степени влажности) ее толщины (без внешней нагрузки).

2. Усилие, которое дополняется к первому усилию, необходимое для преодоления сопротивления пленки, возникшего за счет ее сжатия (как бы увеличение сил молекулярного притяжения) внешней вертикальной нагрузкой.

Такое рассмотрение работы грунта при сдвиге приводит к двум следующим соображениям:

1. Явления, происходящие в грунте при преодолении трения и сцепления, принципиально не отличаются друг от друга и представляют собой срезывание водной пленки, находящейся в различных состояниях в результате действия внешней нагрузки.

2. Величины трения и сцепления зависят от степени увлажненности грунта, так как от влажности зависит толщина пленки, окружающей твердую частицу грунта.

#### НЕКОТОРЫЕ СООБРАЖЕНИЯ О ПРИВЕДЕННОЙ ГИПОТЕЗЕ

Ошибочно было бы думать, что представленная выше схема претендует на полноту разрешения вопросов, связанных с работой грунта при тех или иных видах деформации его. Скорее эта гипотеза помогает решать некоторые вопросы и выдвигает задачи, разрешение которых является делом дальнейших исследований. Вполне естественно, что дальнейшая разработка затронутых вопросов приведет к исправлению и уточнению приведенных положений, выявит новые и более совершенные закономерности, которым, имея в виду краткосрочность наших исследований, мы не могли уделить должного внимания.

Необходимо, кроме того, сказать, что вопросом разработки пленочной теории занимается в настоящее время сотрудник сектора инженерной геологии ГИН Академии Наук А. Е. Федосов (1938), добившийся в этой области весьма ценных результатов. Наши же исследования, имеющие целью более правильно подойти к разрешению вопросов трения и сцепления, могут служить дополнением к теоретическим изысканиям А. Е. Федосова.

Однако приведенная выше гипотеза позволяет рассматривать работу грунта уже под несколько другим углом зрения. А именно:

1. Разбухание и сжатие грунта может происходить без вытеснения и поглощения воды грунтом, чему свидетельствуют наши опыты и опыты проф. Г. И. Покровского, сообщенные им на Всесоюзной конференции по основаниям и фундаментам в г. Ленинграде (апрель 1938 г.).

2. Среди характеристик свойств грунта важнейшее место должна занять относительная влажность, т. е. отношение влажности ( $W$ ), при которой производится испытание, к верхнему пределу пластичности данного грунта. Причем верхний предел пластичности должен рассматриваться как характеризующий данный грунт эталон, с помощью которого можно проводить сравнение отдельных грунтов и выявлять общие для них закономерности. Действительно, состояние, соответствующее верхнему пределу пластичности, характеризуется целым рядом свойств, могущих получить количественную оценку, чего нельзя сказать о других свойствах грунтов. Например, верхний предел пластичности характеризует:

а) Полную потерю несущей способности грунта, т. е. несущая способность грунта, находящегося в этом состоянии, практически равняется нулю.

б) Полную потерю связности грунта, т. е. сцепление грунта в этот момент и при больших влажностях практически равняется нулю.

в) Потерю пластических свойств грунта и переход в текучее состояние.

В правильности этого положения нас убеждает мнение проф. А. М. Панкова (1935), который считает, что максимальная молекулярная влагоемкость, близкая по своей величине к нижнему пределу пластичности, «является мерой сцепления, которой обладает почва (грунт)». Считая, что нижний предел пластичности имеет менее определенное количественное значение, в качестве эталона (меры) мы выбираем верхний предел пластичности, хотя принципиально для этой цели пригодна как та, так и другая величина.

3. Имея в виду большое значение верхнего предела пластичности для характеристики и изучения свойств грунта, следует указать на необходимость разработки методов получения показателей Аттерберга для грунтов нарушенной структуры. Небольшие опыты проф. Ф. П. Саваренского, определявшего максимальную молекулярную влагоемкость для грунтов естественной структуры, уже показали:

а) что такого рода определения возможны;

б) что максимальная молекулярная влагоемкость для грунта естественной структуры меньше, чем для грунта с нарушенной структурой.

4. Так как грунты в природных условиях всегда имеют ту или иную влажность, можно считать, что трение и сцепление связных грунтов по срезам водной пленки, находящейся в различных состояниях. Действительно, при определении трения происходит срез пленки воды, притянутой молекулярными силами к твердой частице грунта при действии на нее дополнительной нагрузки, тогда как при определении сцепления происходит срез той же пленки, не подверженной действию внешних сил.

С последним положением совпадают взгляды А. Казагранде (1935), который считает также, что глинистые грунты не имеют никаких определенных углов внутреннего трения, которые являются функцией всех факторов, определяющих степень уплотнения грунта.

5. Величины, характеризующие сцепление и внутреннее трение, зависят от степени увлажнения и структурной сохранности грунта, как это следует из приведенной выше гипотезы.

### МЕТОДИКА ОПЫТОВ НА СРЕЗ

Вопросом изучения углов внутреннего трения и сцепления связных грунтов занималось большое количество исследователей, каждый из которых вносил свои изменения и уточнения в методику производства опытов. В результате, в настоящее время имеется значительное количество методов, более или менее отличающихся друг от друга. Наиболее распространенным способом является способ поперечного сдвига. Методы проведения опытов на поперечный сдвиг грунтов также весьма разнообразны. Однако из всего разнообразия методов определения угла внутреннего трения и сцепления связных грунтов способом поперечного сдвига можно выделить три метода, которые будут рассмотрены ниже. К таким методам относятся:

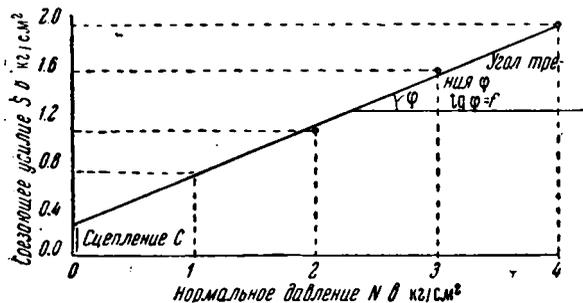
- 1) метод, предложенный проф. К. Терцаги,
- 2) метод, предложенный проф. В. А. Приклонским,
- 3) метод, предложенный проф. Ф. П. Саваренским.

Рассмотрим эти методы по отдельности.

Первый метод, предложенный проф. К. Терцаги, предусматривал производство срезов при предварительном уплотнении грунта до стабилизации осадки. Предполагается, что: 1) в этот момент наступает равновесие между внутренним напряжением в грунте и внешней нагрузкой; 2) к моменту стабилизации осадки относительная влажность грунта равняется единице; 3) влажность грунта не влияет на коэффициент трения; 4) сцепление — величина постоянная для любого состояния (по влажности и пористости)

грунта. Последнее положение основывается на том, что почти вся величина сцепления обязана силам капиллярного давления, которое снимается заливанием образца водой. Тогда логически получается, что по методу Терцаги определяется только «истинное» сцепление. Действительно, ряд лабораторий производит срез образцов без заливки их водой. Следует думать, что, по Терцаги, в последнем случае определяется сумма «истинного» и «кажущегося» сцепления.

По методу Терцаги, уплотнение и срез грунта производится при нескольких нагрузках (4—5), отличающихся друг от друга на 1—2 кг/см<sup>2</sup>. Для каждого среза готовится отдельный образец. Каждый срез служит точкой для построения графика, по оси абсцисс которого откладывается удельное давление, а по оси ординат — удельное срезающее усилие. Получается, таким образом, график, изображенный на фиг. 7. Зависимость



Фиг. 7.

между  $S$  и  $N$  изображается прямой линией, подчиняющейся уравнению:

$$S = Nf + C, \quad (2)$$

где  $S$  — удельное срезающее усилие,

$f$  — коэффициент трения,

$C$  — сцепление в кг/см<sup>2</sup>,

$N$  — нормальное удельное давление.

Второй метод, предложенный проф. В. А. Приклонским, предусматривает производство срезов на одном образце, уплотненном так же, как рекомендует проф. Терцаги, нагрузкой  $N$ . Срез производится дважды через двухминутный интервал при вертикальной нагрузке  $N$ . Затем движок срезающего устройства возвращается в первоначальное положение, грунт выдерживается в течение 2 минут под нагрузкой  $N$ , и производится срез при нагрузке  $\frac{N}{2}$ . Аналогично этому производятся и остальные срезы: с двухминутным выдерживанием под первоначальной нагрузкой  $N$  и с последующим срезом при нагрузках  $\frac{N}{n}$ . Последний срез производится при отсутствии вертикальной нагрузки, но также с предварительным двухминутным выдерживанием образца под первоначальным давлением.

Предполагается, что при двухминутном выдерживании грунта под первоначальной нагрузкой  $N$  силы сцепления восстановятся на незначительную свою величину и практически в процессе среза будет участвовать только величина  $\frac{N}{n}$ .

В результате опытов получают график, изображенный на фиг. 8.

Прямая, проведенная через экспериментальные точки, подчиняется следующей зависимости:

$$S_n = \frac{N}{n} \cdot f + C_b, \quad (3)$$

где  $S_n$  — удельное срезающее усилие при любом повторном срезе,

$\frac{N}{n}$  — нормальное удельное давление,

$f$  — коэффициент внутреннего трения,

$C_b$  — удельное «восстанавливающееся» сцепление, постоянное для любой нормальной нагрузки.

Величина «невосстанавливающегося» сцепления определяется по формуле:

$$C_n = S_1 - S_2, \quad (4)$$

где  $S_1$  — удельное срезающее усилие при первом срезе под нагрузкой  $N$ ,

$S_2$  — удельное срезающее усилие при втором срезе (после двухминутного интервала) под нагрузкой  $N$ ,

$C_n$  — удельное «невосстанавливающееся» сцепление.

Третий метод, предложенный проф. Ф. П. Саваренским, основывается на срезе 8 или 10 образцов, уплотненных так же, как и при первых двух методах. Два образца подвер-

гаются одному и тому же уплотнению под водой, но срезаются один под нагрузкой, соответствующей уплотняющей нагрузке, а другой — после снятия нагрузки, т. е. при нулевой вертикальной нагрузке без заливки образца водой. Таким образом срезается 4 или 5 пар образцов, причем каждая пара образцов уплотняется постоянной для

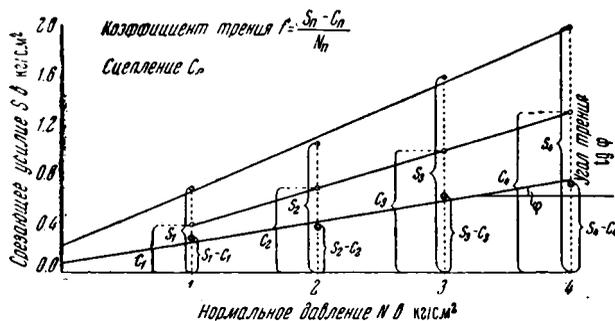
данной пары, но различной для различных пар нагрузкой. Предполагается, что первый срез (при наличии вертикальной нагрузки) преодолевает две силы: внешнюю нагрузку и сцепление, второй же — только сцепление. В результате опытов на срез строится график, изображенный на фиг. 8.

Коэффициент трения  $f$  находится по формуле:

$$f = \frac{S_n - C_n}{N}, \quad (5)$$

где  $S_n$  — удельное срезающее усилие, полученное при срезе образца под нагрузкой  $N$ ,

$C_n$  — удельное срезающее усилие, полученное при срезе образца под нулевой нагрузкой, но предварительно уплотненного под нагрузкой  $N$ .



Фиг. 9.

методам и которого удалось косвенным образом избежать только одному исследователю — проф. Ф. П. Саваренскому.

Для этого необходимо остановиться на взаимодействии сил в процессе среза.

### СХЕМА ДЕЙСТВИЯ СИЛ ПРИ СРЕЗЕ

На связный грунт в процессе среза действуют две системы сил: вертикальные и горизонтальные. Вертикальные силы, не говоря об их знаке, действуют следующие:

1. Внешняя нагрузка и
2. Внутренние силы  $P_c$  связности грунта, вызываемые, по мнению различных исследователей, капиллярным давлением [Терцаги (1935), Герсе-

ванов (1937), Покровский (1933) и др.], молекулярным притяжением, силами «всасывания», адсорбции [Фегелер (1932), Филатов (1936), Федосов (1938) и др.] и т. д. В настоящее время широко распространено мнение, выдвинутое проф. Терпаги, о том, что внутренние силы связности грунта зависят в основном от величины капиллярного давления, а остальные факторы играют подчиненную роль. Очевидно, это мнение и приводит подавляющее большинство исследователей к тому неверному положению, которое мы рассмотрим ниже, тем более, что в последнее время выдвинут целый ряд возражений против капиллярной теории, весьма хорошо сформулированных проф. М. М. Филатовым (1937). К этим возражениям присоединяются возражения А. Е. Федосова и приведенные нами в предыдущих разделах.

Эти силы (внешняя и внутренняя) должны оказывать какое-то суммарное, усредненное вертикальное давление на грунт  $N + P_c$ . Горизонтально действующее срезающее усилие  $S$  зависит от коэффициента трения  $f$  и вертикальных давлений, понимая под последними давление  $N + P_c$ .

Следовательно, срезающее усилие будет зависеть, кроме величины  $f$ , от суммарного вертикального усилия, которое мы обозначили через  $N + P_c$ .

Большинство исследователей, находя коэффициент внутреннего трения связных грунтов, откладывают по оси абсцисс внешнюю нагрузку  $N$ , а по оси ординат — срезающее усилие  $S$ . Однако, как видно из вышеизложенного, срезающее усилие  $S$  зависит не от внешней нагрузки  $N$ , а от суммарного значения  $N + P_c$ . Поэтому полученные по графику и расчету с помощью формул коэффициенты трения  $f$  являются фиктивными коэффициентами.

Крупный русский ученый Петров, один из основоположников гидравлической теории трения, учел это обстоятельство и ввел в свои формулы величины, зависящие от внутренних сил трущегося материала.

## ИССЛЕДУЕМЫЕ ПОРОДЫ

Опытному исследованию на срез по трем вышеприведенным методам подверглись следующие горные породы (табл. 4).

Таблица 4

№ п/п.	Название и возраст породы	Район и место взятия образца
1	Покровный суглинок (чет- вертичный возраст)	Ленинские горы (г. Москва) из шурфа, расположенного близ скв. № 10 «Гормост-проекта» (Лужниковский мост), с глубины 1.40 м
2	То же	То же, с глубины 2.40 м
3	» »	То же, с глубины 3.0 м
4	Покровный суглинок (чет- вертичный возраст)	35-й км Волоколамского шоссе, из шурфа № 8, с глубины 0.9 м
5	То же	То же, из шурфа № 6, с глубины 0.9 м
6	» »	То же, из шурфа № 6, с глубины 1.2 м
7	» »	58-й км Каширского шоссе, из шурфа № 2, с глубины 2.8 м
8	» »	То же, из шурфа № 4, с глубины 1.8 м
9	Глина юрского возраста	Из шахты № 84—85 Метростроя (ст. «Динамо»), с отметки 126.84 м абс. высоты
10	То же	То же, с отметки 124.84 м абс. высоты
11	» »	То же, с отметки 123.67 м абс. высоты
12	» »	То же, с отметки 122.67 м абс. высоты
13	» »	То же, с отметки 121.69 м абс. высоты
14	» »	То же, с отметки 127.84 м абс. высоты
15	» »	Из шурфа Гормоста (близ Даниловского моста) с глубины 6.15 м

Таблица 5

№ по порядку	Механический состав в %										Обработка грунта	Удельный вес	Объемный вес при естественной влажности в г/см <sup>3</sup>	Естественная влажность в %	Объемный вес сухого грунта в г/см <sup>3</sup>	Пористость в %	Показатели Аггеребрга			
	> 10 мм	10—6 мм	6—4 мм	4—2 мм	2—1 мм	1.0—0.25 мм	0.25—0.05 мм	0.05—0.01 мм	0.01— 0.005 мм	0.005— 0.001 мм							> 0.001 мм	ВПП по Фарскому в %	НПП в %	число пластич- ности в %
1	—	—	—	—	—	0.76	5.12	36.92	32.50	4.68	20.02	с NH <sub>4</sub> OH	—	—	—	—	—	30.58	19.73	40.85
2	—	—	—	—	—	0.74	2.54	40.56	43.14	3.42	9.88	без NH <sub>4</sub> OH	2.74	—	—	—	—	—	—	—
3	0.44	—	—	—	—	3.08	12.84	15.81	39.54	8.44	20.29	»	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	3.27	8.99	15.29	46.39	10.28	15.78	»	2.70	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	15.23	33.34	48.87	43.97	5.15	8.82	»	2.71	2.09	9.66	1.91	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	0.52	0.31	1.09	0.43	2.26	0.98	»	2.64	1.99	19.42	1.66	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	0.19	0.16	0.43	0.26	0.98	0.66	»	2.69	4.99	21.47	1.63	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	6.27	9.96	20.45	30.81	8.80	22.52	»	2.60	2.22	12.58	1.98	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	15.77	34.25	46.32	16.07	7.65	9.94	»	2.93	2.15	15.42	1.86	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	»	2.59	1.95	25.60	1.55	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	4.83	5.90	27.47	43.55	8.04	13.21	»	2.71	1.92	28.69	1.49	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	4.62	8.96	27.48	39.65	10.11	12.18	»	2.71	1.92	28.69	1.49	—	—	—	—
13	—	—	—	—	—	3.48	1.04	29.07	36.86	12.11	17.49	»	2.80	1.64	46.81	1.12	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	3.38	0.75	28.79	38.75	9.50	18.83	»	2.80	1.64	46.81	1.12	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	0.10	21.61	35.22	23.03	9.48	10.56	»	2.94	1.65	45.04	1.14	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	0.19	19.06	28.50	22.56	13.45	9.23	»	2.94	1.65	45.04	1.14	—	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	»	2.77	1.74	33.59	1.30	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	0.16	21.70	27.98	30.36	7.40	12.40	»	2.77	1.79	34.60	1.32	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	»	2.81	1.88	28.64	1.47	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	»	2.86	1.86	29.37	1.43	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	4.25	14.85	43.37	44.34	7.61	18.61	»	2.81	1.88	28.64	1.47	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	0.36	11.16	21.53	42.30	5.97	18.68	»	2.86	1.86	29.37	1.43	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	0.95	15.58	28.09	33.60	5.51	16.27	»	2.88	1.87	31.13	1.45	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	0.45	12.40	18.41	37.88	11.4	13.45	»	2.88	1.89	29.24	1.46	—	—	—	—

## Результаты среза по методу Терцаги

№ образца	Коэффициент трения $f$		Угол трения $\varphi$		Сцепление в кг/см <sup>2</sup>	
	естественная структура	грунтовая масса	естественная структура	грунтовая масса	естественная структура	грунтовая масса
9	0.316	0.256	17°30'	14°20'	1.03	0.06
10	0.328	0.256	18°10'	14°20'	1.27	0.46
12	0.356	0.244	19°36'	12°37'	1.68	0.22
5	0.28	0.176	15°39'	10°00'	0.55	0.21
4	0.22	0.188	12°27'	10°40'	0.65	0.14
8	0.192	—	10°53'	—	0.49	—
7	0.216	—	12°10'	—	0.58	—
6	—	0.203	—	11°30'	—	0.10
15	—	0.228	—	12°50'	—	0.29

Таблица 6а

## Результаты среза по методу Ф. П. Саваренского

№ образца	Уплотняющая нагрузка	Коэффициент трения $f$		Угол трения $\varphi$		Сцепление в кг/см <sup>2</sup>	
		естественная структура	грунтовая масса	естественная структура	грунтовая масса	естественная структура	грунтовая масса
9	1.87	0.12	0.096	6°50'	5°30'	1.17	0.28
	3.74					1.47	0.64
	5.61					—	0.95
	7.48					2.27	1.24
10	1.87	0.096	0.07	5°30'	4°00'	1.65	0.241
	3.74					1.99	0.805
	5.61					2.46	1.227
	7.48					2.93	1.491
12	1.87	0.114	0.072	6°30'	4°07'	1.42	0.4
	3.74					1.59	0.67
	5.61					2.21	0.96
	7.48					2.36	1.24
4	1.87	0.044	—	2°30'	—	0.80	—
	3.74					0.89	—
	5.61					0.97	—
	7.48					1.04	—
5	1.87	—	0.084	—	4°50'	0.54	0.35
	3.74					1.03	0.54
	5.61					1.33	0.72
	7.48					1.67	0.89
4	1.87	0.156	0.092	8°53'	5°17'	0.35	0.29
	3.74					0.60	0.41
	5.61					0.65	0.58
	7.48					0.74	0.80
8	1.87	0.116	—	6°37'	—	0.55	—
	3.74					0.72	—
	5.61					0.82	—
	7.48					0.98	—
7	1.87	0.088	—	5°03'	—	0.43	—
	3.74					0.57	—
	5.61					0.99	—
	7.48					1.06	—
6	1.87	—	0.115	—	6°37'	—	0.32
	3.74					—	0.48
	5.61					—	0.66
	7.48					—	0.83
15	1.87	—	0.068	—	3°53'	—	0.483
	3.74					—	0.735
	5.61					—	1.055
	7.48					—	1.375

Для удобства описания в дальнейшем мы будем ссылаться на порядковый номер табл. 4.

Физико-механические свойства перечисленных в табл. 4 горных пород приведены в табл. 5.

Срез грунтов как с нарушенной, так и с ненарушенной структурой производился на приборах системы Пузыревского и Цытовича. В результате среза грунта по описанным выше методам были получены следующие данные (табл. 6).

Из сравнения табличных данных следует:

1. Углы трения, полученные по методу Саваренского, имеют значительно меньшую абсолютную величину по сравнению с методом Терцаги.

2. Величины сцепления (по Саваренскому) резко отличны от полученных по методу Терцаги и превышают последние в несколько раз, изменяясь по мере изменения уплотняющей нагрузки.

## СЦЕПЛЕНИЕ

Сцепление, определенное по методу Терцаги, считается независимым от физического состояния грунта. Действительно, для грунтов, срезаемых при различных давлениях, что предопределяет их влажность, пористость, объемный вес и т. п., величина сцепления считается одинаковой. В литературных данных нет сколько-нибудь обоснованного объяснения постоянства этой величины. Единственное объяснение — это объяснение постоянства сцепления «истинным» сцеплением в случае среза образца под водой и капиллярным давлением в случае среза незатопленного образца. «Истинное» же сцепление объясняется молекулярным притяжением. Но вместе с увеличением уплотняющей нагрузки увеличивается объемный вес и уменьшается пористость, т. е. сближаются частицы грунта. Это сближение частиц грунта ведет к увеличению сил молекулярного притяжения, т. е. к увеличению «истинного» сцепления. Следовательно, с этой точки зрения постоянство сцепления, определенного по методу Терцаги, признать нельзя, как нельзя считать постоянной и силу капиллярного давления. К такому же выводу приходит проф. Н. Н. Иванов (1934).

Кроме того, как показали опыты инж. С. Л. Колесникова (1935), базирующиеся на методе проф. Терцаги, сцепление для грунта получает свое максимальное выражение при температуре в  $4^{\circ}\text{C}$ , т. е. при той температуре, при которой плотность воды имеет максимальную величину. Следовательно, в зависимости от физического состояния воды (изменении температуры) меняется сцепление, и это косвенным образом еще раз доказывает, что сцепление является переменной величиной, зависящей от увлажненности грунта.

Кроме того, определение величины сцепления по методу Терцаги носит, искусственный характер, так как образец заливается водой. В природных условиях в большинстве случаев имеет место срез грунта в незатопленном состоянии. Следовательно, этот метод учитывает только часть сцепления (истинное), тогда как при смещении земляных масс будет иметь место как то, так и другое (кажущееся).

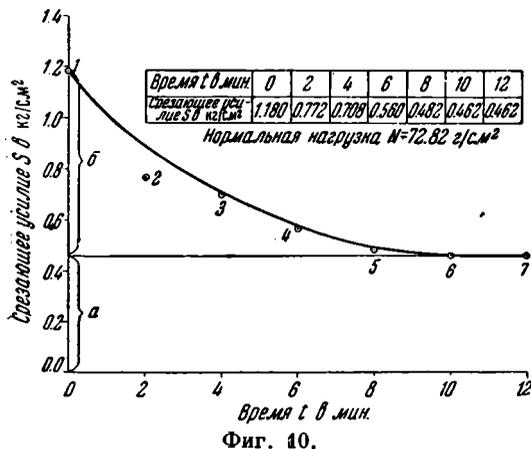
Таким образом, получается, что постоянная величина сцепления, определяемая, по методу Терцаги, для грунта различной степени увлажненности, является неопределенной, фиктивной величиной.

Невосстанавливаемое сцепление, определенное по методу Приклонского, носит несколько иной характер, чем разобранные выше. Действительно, здесь сцепление определяется для определенного физического состояния образца, как разница между двумя срезами при одной и той же вертикальной нагрузке, соответствующей уплотняющему давлению. Однако на определение сцепления по методу Приклонского, очевидно, влияет фактор времени, так как двухминутный промежуток времени между двумя срезами является произвольным. С целью установления влияния фактора времени на величину сцепления были проделаны следующие опыты.

Из монолита грунта вырезался пробобрателем с режущим краем образец цилиндрической формы диаметром 5 см и высотой 7 см, предназначенный для среза в приборе Цытовича. Вертикальная нагрузка выбиралась, исходя из следующего положения, которого мы еще раз коснемся в дальнейшем.

Очевидно, что грунт сохранит естественное взаимное расположение частиц только в том случае, если вертикальная нагрузка будет равна или меньше той, которая необходима для начала процесса сжатия. Как только грунт начнет сжиматься и отдельные частицы придут в движение, сразу нарушатся цементирующие связи между частицами. Чтобы иметь дело с действительно ненарушенным грунтом и иметь возможность исследовать зависимость сцепления от времени контакта (соприкосновения) частиц, были определены давления, необходимые для начала сжатия грунта. Для этого образец грунта в пробобрателе помещался под пресс, на который постепенно увеличивалась нагрузка до момента, когда мессура, установленная на штоке прессы, приходила в движение. Давление на штоке прессы в этот момент, предшествующий осадке грунта, считалось искомым.

Образец переводился в срезающее устройство прибора Цытовича и нагружался нагрузкой, соответствующей найденному вертикальному удель-



Фиг. 10.

ному давлению, при котором производился срез. Затем движок срезающего устройства возвращался в первоначальное положение, и грунт оставался под действием той же вертикальной нагрузки в течение 2 минут, после чего срез производился снова. В дальнейшем движок после каждого среза возвращался, и срез производился снова. Таким образом были получены срезающие усилия, соответствующие определенному времени контакта ( $t$ ) частиц при постоянной вертикальной

нагрузке ( $N$ ). Эта зависимость изображена на фиг. 10.

Эта кривая, построенная для образца № 14 при вертикальной нагрузке  $N = 72.82 \text{ г/см}^2$ , показывает, что срезающие усилия уменьшаются от величины 1.18 кг/см<sup>2</sup> (точка 1) до некоторой постоянной величины  $S = 0.462 \text{ кг/см}^2$ , так как кривая асимптотически приближается к горизонтали.

Опыт показывает, что срезающие усилия «восстанавливаются», но не достигают за этот промежуток времени своей первоначальной величины. Повторение срезов через равные интервалы времени дает закономерное уменьшение срезающих усилий, достигающих определенной постоянной величины (точки 6, 7).

Начальное срезающее усилие (точка 1) можно расчленить на две составные части:  $a = 0.462 \text{ кг/см}^2$ , т. е. тот предел, к которому стремится кривая, и  $b = 0.718 \text{ кг/см}^2$ , величину, которая исчезла в процессе повторения срезов.

Трудно предполагать, что величина  $b$  не восстановилась в точках 6, 7 только потому, что произошло какое-то нарушение восстанавливающей способности частиц грунта; это сомнение будет опровергнуто дальнейшим ходом опыта. Рациональнее всего предположить наличие каких-то сил, действующих противоположно срезающему усилию, которые (силы) устраняются в процессе среза. Рассмотрение поверхности среза (скольжения) грунта показало, что вся поверхность грунта изборождена штрихами, ориентированными по направлению движения срезающего устройства. Естественно, что образование этих штрихов-борозд сопряжено с затратой горизонтальных усилий, причем последние должны уменьшаться по

мере разработки этих борозд. Вместе с тем, здесь, возможно, некоторую роль играет перераспределение и ориентировка частиц. Кроме этих двух явлений, встав на точку зрения образования пленок между частицами, можно полагать, будет происходить перераспределение силовых полей пленки. В этом случае силы связи между частицами будут восстанавливаться, причем процесс восстановления сил связи будет зависеть от скорости перераспределения силовых полей. Однако, как мы видели из опыта (фиг. 5), окончательное перераспределение полей напряжения при разбухании происходит в течение нескольких часов, в зависимости от толщины сжимаемого слоя. Но, однако, главное выравнивание напряжений происходит в первые 2—3 часа, а довольно резкий перелом кривой наблюдается в течение первых 20—30 минут. Такое же явление должно иметь место при производстве повторных срезов.

Однако это явление так сложно, что трудно настаивать на абсолютной непогрешимости приведенного выше объяснения. На этот вопрос может дать ответ только изучение жидкой фазы грунта. Поэтому ограничимся пока только констатацией фактов.

Явление уменьшения срезающего усилия за счет разработки борозд, проделывания облегченного пути для движения отдельных структурных элементов (например, комочков) хорошо укладывается в понятие «привычка» грунта к срезу.

Таким образом, можно считать, что величина среза, исчезающая в процессе повторения срезов, объясняется следующими причинами:

1. Необратимым нарушением структуры (цементации).

2. «Привычкой» грунта к срезу:

а) образованием штрихов-борозд,

б) ориентировкой частиц и, возможно,

в) перераспределением силовых полей в пленках воды, окружающих частицы грунта.

Нужно также отметить, что две первые составляющие «привычки» грунта к срезу стабилизируются, очевидно, в течение нескольких первых срезов.

Величина  $a$ , остающаяся в процессе срезов постоянной, должна зависеть только от нагрузки и сопротивления прибора и не должна находиться в связи с временем контакта частиц.

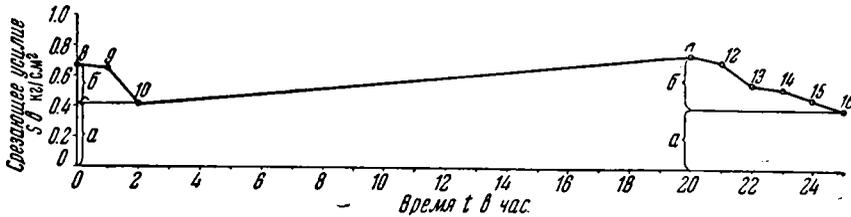
С целью подтверждения сказанного выше, опыт был продолжен следующим образом.

Тот же образец № 14 после срезов с двухминутными интервалами выдерживался под той же нагрузкой  $N = 72.82 \text{ г/см}^2$  в течение часа и затем срезался. Такая операция была проделана троекратно. Затем грунт выдерживался под нагрузкой  $N$  в течение 18 часов, производился срез, и опыт продолжался с часовыми промежутками выдерживания грунта под нагрузкой. Результаты опыта приведены на фиг. 11. Опыт показывает, что при более продолжительном времени контакта частиц сцепление грунта восстанавливается до постоянной (примерно) величины  $b$ . Однако повторение срезов приводит эту величину к значению  $a$ . Из этих опытов можно сделать пока только такой вывод, что при повторении срезов через различные интервалы времени часть сцепления исчезает и срезающее усилие достигает примерно постоянной величины.

Перейдем к рассмотрению величин сцепления, определенных по методу проф. Саваренского. Метод среза грунта, имеющего определенную влажность, без нагрузки отвечает природным условиям среза грунта. Действительно, в целом ряде природных явлений (оползни, железнодорожные выемки и т. д.) мы имеем срез без затопления грунта водой и без действия внешней вертикальной нагрузки, изменяющей влажность грунта. Вместе с тем, причиной нарушения условий равновесия земляных масс часто является изменение режима влажности грунта без действия внешней нагрузки. Верно, в последнем случае изменится вес оползающей массы, но изменение веса грунта будет следствием изменения влажности, а не ее причиной.

Опытами М. Г. Румянцевой и др. (Румянцева, Соболев и Акипина, 1937) доказано, что сцепление зависит от степени увлажненности грунта. При этом они оперировали только с жирной кембрийской глиной, подвергая ее уплотнению под определенной нагрузкой, которая снималась перед срезом. Уплотнение производилось под водой, срез же — при отсутствии воды. Эти опыты показывают, что при экстраполяции экспериментальной кривой

Время $t$ в часах	0	1	1	18	1	1	1	1	1
Срезающее усилие $S$ в кг/см <sup>2</sup>	0.662	0.638	0.420	0.784	0.683	0.535	0.518	0.448	0.403

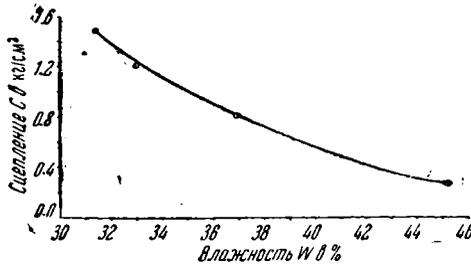


Фиг. 11.

сцепление равняется нулю при влажности, близкой к верхнему пределу пластичности. Поставленные нами проверочные опыты показали, что действительно между сцеплением и влажностью существует определенная зависимость. Притом для грунтовой массы (фиг. 12) эта зависимость имеет более строгую закономерность, чем для грунтов с естественной структурой, дающих иногда весьма резкие отклонения. Мы склонны объяснять эти отклонения влиянием структурных факторов. Однако для различных грунтов получаются различные кривые, по которым трудно выявить общие закономерности.

Румянцева и др. приходят к выводу, что формула Терцаги для вычисления капиллярного сцепления ( $C_k = P_k f$ ) справедлива, ибо результаты, вычисленные по ней, совпадают с опытами на срез и на разрыв (Румянцева и др., 1937, стр. 38, табл. 11). Однако при рассмотрении величин, по которым производился расчет, обнаруживается, что:

1. Для определения  $P_k$  по формуле  $P_k = \frac{P(1+2\xi)}{3}$   $P$  бралось с компрессионной кривой. Однако оно было всегда больше на несколько килограммов той нагрузки, при которой получено срезающее усилие. Следовательно, их нельзя и сравнивать.



Фиг. 12.

2. Коэффициент трения  $f$  подставлялся в формулу  $C_k = P_k f$  из уравнения  $S = Nf + C$ , тогда как его нужно было брать из уравнения  $S = (N + P_k) f + C$ , где он имеет иное значение.

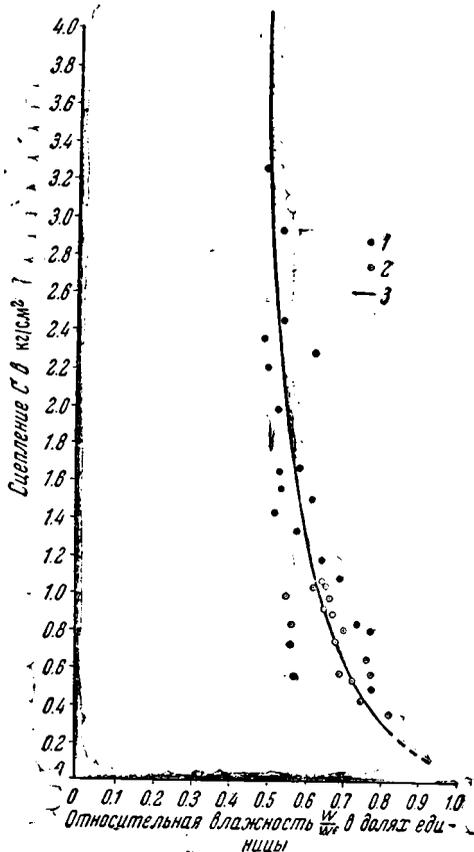
Если учесть эти два фактора, понижающие значение  $C_k$ , очевидно, нельзя будет безоговорочно утверждать совпадение опытов с расчетными величинами.

Кроме того, Румянцева и др. путем экстраполяции экспериментальной кривой приходят к выводу, что сцепление будет равняться нулю для кембрийской глины при влажности, равной 45%, т. е. при влажности большей на 4% верхнего предела пластичности. Хотя это отклонение от верхнего предела пластичности и невелико, оно будет еще меньше, если учесть сопротивление самого прибора, влияние которого сказывается тем больше, чем меньше срезающее усилие. Выведенная нами в первой части настоящей

работы закономерность позволяет утверждать, что верхний предел пластичности является характерным для грунта, позволяющим сравнивать грунты, соответствует моменту потери связности его и может быть принят за эталон. Действительно, если отнести влажность ( $W$ ), при которой производилось определение сцепления, к верхнему пределу пластичности ( $W_p$ ), можем получить коэффициент, характеризующий степень относительной увлажненности грунта. Этот коэффициент может изменяться от нуля (если сцепление определялось для абсолютно сухого грунта) до единицы (если сцепление определялось при влажности, соответствующей верхнему пределу пластичности). Дальнейшее увеличение влажности (сверх верхнего предела пластичности) не имеет смысла, так как в этом случае сцепление не будет зависеть от влажности и будет всегда равно нулю.

На фиг. 13 представлен график, по оси ординат которого отложено сцепление, определенное по методу проф. Ф. П. Саваренского для грунтов с ненарушенной структурой, по оси абсцисс — соответствующие им отношения влажности, при которых производилось определение, к верхнему пределу пластичности данного грунта. Построив по экспериментальным точкам кривую и продолжив ее до пересечения с осью абсцисс, увидим, что точка пересечения ложится на  $\frac{W}{W_p} = 1$ .

Настаивать на последнем весьма трудно, но, во всяком случае, при абсциссе, равной единице, ордината принимает весьма малое значение. Это тем более вероятно, что погрешности опыта и некоторые недостатки методики определения верхнего предела пластичности, на которые указывается ниже, заставляют отклоняться кривую от ее теоретического предельного значения. В настоящий момент по данным опытов подыскиваются уравнения для построенных кривых, но уже предварительные данные расчетов показывают, что с известным приближением сцепление находится в кубической зависимости от относительной влажности.<sup>1</sup> Как видно из данных опыта, величина сцепления зависит от степени увлажненности грунта и от его способности удерживать влагу, характеризующейся верхним пределом пластичности. Причем верхний предел пластичности определяется для нарушенного грунта. Тогда для одного и того же грунта независимо от его структурной сохранности при постоянной степени увлажненности сцепление должно быть постоянным. Это утверждение может привести к ложному выводу об одинаковой работе грунта в естественном состоянии и в состоянии грунтовой массы при одинаковой их влажности. Однако существующий опыт показывает,



Фиг. 13.

1 — юрские глины; 2 — покровные суглинки; 3 — кривая, построенная по математически усредненным абсциссам и ординатам.

<sup>1</sup> Математическая обработка данных опыта будет дана в виде отдельной статьи.

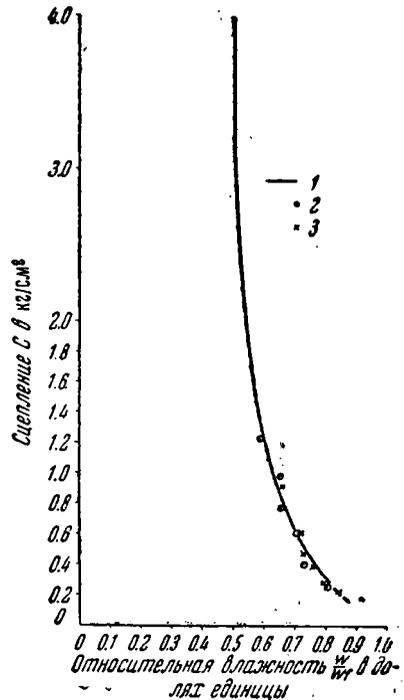
что для достижения одного и того же увлажнения при сжатии па грунт естественной структуры нужно оказать большее давление, чем на грунт с нарушенной структурой. Следовательно, работа одного и того же количества влаги в грунте с нарушенной и естественной структурами будет различной. Приведенное выше положение о равенстве сил сцепления при одинаковой увлажненности образцов различной сохранности будет иметь место только в том случае, если влажность и в том и другом случае будет относиться к верхнему пределу пластичности, определенному для грунта с нарушенной структурой.

В качестве подтверждения этого положения попробуем наложить на кривую сцепления (фиг. 13), полученную по опытам с образцами естественной структуры, данные по образцам с нарушенной структурой. Наложение этих данных (фиг. 14) показывает (фиг. 15), что с весьма хорошим приближением точки ложатся на кривую, изображенную на фиг. 13. Это совпадение показывает, что закон изменения сцепления в зависимости от влажности один и тот же для грунтов с естественной и нарушенной структурой. Но если можно по этим данным говорить об общности закона, то нельзя на основании их утверждать *одинаковость* их работы, ибо кривая для



Фиг. 14.

1 — красные глины; 2 — покровные суглинки; 3 — кривая, нанесенная по математически усредненным абсциссам и ординатам.



Фиг. 15.

1 — кривая для грунтов с ненарушенной структурой; 2 — точки кривой для грунтовой массы; 3 — данные для кембрийской глины, заимствованные из статьи М. Г. Румянцевой и др.

опытов с образцами естественной структуры является приведенной кривой, так как влажность относилась к верхнему пределу пластичности, определенному для грунта с нарушенной структурой. Если же эту влажность отнести к верхнему пределу пластичности грунта в ненарушенном состоянии, а последний, как указано выше, больше, чем для грунта с нарушенной структурой, если определять его по методу Фарского, получим меньшую величину относительного увлажнения  $\left(\frac{W}{W_f}\right)$  грунта, что соответствует большему сцеплению.

Интересно отметить, что данные, полученные М. Г. Румянцевой и др., также укладываются на приведенные выше кривые при условии, если влажность грунта отнести к верхнему пределу пластичности и эту величину откладывать по оси абсцисс, а сцепление — по оси ординат (фиг. 15, табл. 7).

Таблица 7

№ п/п.	Влажность грунта	Сцепление, полученное при срезе образца в кг/см <sup>2</sup>	Верхний предел пластич- ности в %	Относитель- ная влажность
1	27.0	0.890	41.0	0.658
2	29.0	0.600	41.0	0.707
3	30.0	0.470	41.0	0.731
4	31.0	0.380	41.0	0.756
5	33.0	0.278	41.0	0.804
6	35.0	0.224	41.0	0.853
7	38.0	0.170	41.0	0.926

Примечание. Данные для кембрийской глины, помещенные в графу 2, 3, 4, взяты из работы Румянцевой и др.: «К вопросу методики определения трения и сцепления в связных грунтах». ОНТИ, 1937.

Таким образом, приходим к выводам:

1. Величина сцепления, определяемая по широко распространенному методу проф. Терцаги, является величиной нереальной, фиктивной.

2. Широко распространенный способ определения сцепления как константной для данного грунта величины является в корне неправильным, приводящим к неверным расчетам.

3. Наиболее правильным и приближающимся к природным условиям методом получения величин сцепления является метод проф. Ф. П. Саваренского.

4. Величина относительной влажности является характерной для состояния грунта и позволяет проводить сравнение различных грунтов.

5. Сцепление грунта является переменной величиной и находится в зависимости от степени влажности и структуры грунта, как бы ни было достигнуто это состояние.

6. В пределах обычных нагрузок сцепление может считаться обратно пропорциональным относительной влажности или прямо пропорциональным внешним вертикальным нагрузкам.

7. Анализ зависимости сцепления от влажности показывает, что сцепление структурных грунтов выше нарушенных при одинаковой степени относительной увлажненности их.

### ТРЕНИЕ

Следует, однако, посмотреть, что представляют собой коэффициенты трения, определенные различными способами.

Постоянный коэффициент трения, полученный по методу Терцаги, представляет собой отношение сдвигающего усилия (за вычетом постоянного сцепления) к нормальной нагрузке. Но, как было видно из предыдущего раздела, величина сцепления не является постоянной, следовательно, и коэффициент трения не должен выражаться величиной  $f = \frac{S - C}{N}$ , где  $C = \text{const}$ . Здесь также уместно вспомнить общий для всех исследователей недостаток отыскивания коэффициента трения по графику зависимости  $S$  от  $N$ . Так как сдвигающее усилие  $S$  является функцией двух величин  $N$  и  $P_c$  и, следовательно, в масштабах осей координат нет соответствия, величина коэффициента трения является фиктивной.

Если бы по оси абсцисс была отложена сумма сил  $N$  и  $P_c$ , причем  $P_c$  с положительным знаком, так как  $P_c$  надо думать, действует по направлению  $N$ , экспериментальная кривая выходила бы из пересечения осей координат под углом, меньшим, чем угол трения, принимаемый в обычных расчетах.

Коэффициенты трения, получаемые по методу Приклонского, берутся также как соотношение сдвигающего усилия (минус «восстанавливающаяся»

сцепление) к вертикальной нагрузке. После первого среза происходит необратимое нарушение структуры и срезание пленок. При этом коэффициент трения определяется как раз по точкам, которые получены в результате последующих срезов одного и того же образца, но при различных вертикальных давлениях. Здесь нужно отметить три обстоятельства, влияющие на определяемый коэффициент трения:

1. В процессе последующих срезов грунт приобретает «привычку» к срезу, т. е. величина срезающего усилия с каждым последующим срезом должна уменьшаться. Следовательно, каждая последующая точка должна была бы иметь несколько большую ординату, чем она имеет в эксперименте, и коэффициент трения, определенный по экспериментальным точкам, получает несколько преувеличенное выражение.

2. Уменьшение вертикального давления на образец в процессе среза дает возможность для перераспределения силовых полей пленок в сторону разряжения их в вертикальном направлении за счет сгущения в горизонтальном направлении. В процессе перераспределения полей возникают силы, которые должны в той или иной мере уменьшить сопротивление грунта срезающему усилию.

3. Такое же несоответствие масштабов осей координат, которое отмечалось для построения графиков по методу Терцаги, имеет место и в методе, предлагаемом Приклонским, что ведет к повышению значения коэффициента трения.

В свете второго из перечисленных факторов коэффициент трения, полученный по методу Приклонского, можно назвать коэффициентом в п е ш н е г о трения, так как в процессе последующих за первым срезов, по которым и определяется коэффициент трения, не происходит среза пленок, первоначально образовавшихся вокруг частиц. Нам рисуется, что здесь имеет место скорее скольжение водных пленок друг по другу. Само же нарушение пленок произошло в процессе первого среза.

Таким образом, при срезе по методу проф. Приклонского имеют место три фактора, из которых два первых действуют «погашающе» на третий фактор. Какая степень погашения получается — в настоящий момент сказать трудно. Но безусловно она зависит как от структуры грунта, так и от способности грунта образовывать вокруг себя пленки той или иной толщины, т. е. от трудно учитываемых факторов. Внесение в метод такой неопределенности несколько затрудняет использование результатов опытов.

Кроме того, вместе с увеличением количества срезов по одной плоскости уменьшаются срезающие усилия. Таким образом, нанесение экспериментальных данных на график дает закономерную кривую линию, и коэффициенты трения, вычисленные по этим данным, изменяются в весьма значительных пределах. Поэтому нужно считать, что данный способ дает неопределенное решение вопроса.

Однако получение расчетных величин по методу Приклонского может иметь практическое значение. Действительно, расчет устойчивости уже начавшей оползать земляной массы рациональнее производить, оперируя с величинами, полученными методами Приклонского, так как явления, происходящие в плоскости скольжения движущейся земляной массы и происходящие при срезе по методу Приклонского, имеют одну и ту же природу.

Как говорилось выше, по методу проф. Ф. П. Саваренского общее срезающее усилие разделяется на две составные части:

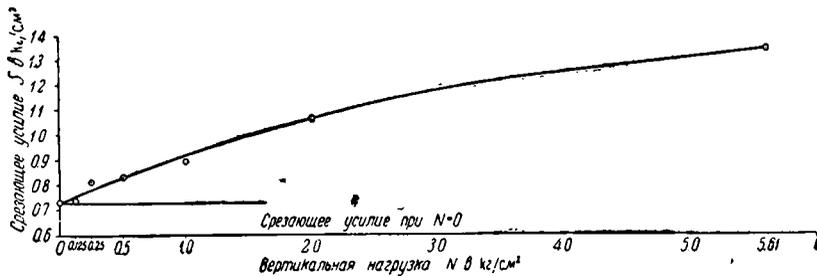
а) Срезающее усилие, зависящее от внешней вертикальной нагрузки, т. е. разница между срезами двух образцов грунта, имеющих одну и ту же степень увлажнения, — одного под нагрузкой, другого без нагрузки.

б) Срезающее усилие, в процессе получения которого внешняя нагрузка не участвует.

Вторая из этих величин была подвергнута анализу в предыдущем разделе. Метод проф. Саваренского позволяет исследовать зависимость срезающего усилия от вертикальной нагрузки.

С этой целью был проделан следующий опыт.

Грунтовая масса, приготовленная из образца № 5, уплотнялась под водою при нагрузке в  $5.61 \text{ кг/см}^2$  до стабилизации осадки. Таким образом было приготовлено 7 образцов. Образцы переводились в срезающее устройство прибора Пузыревского и срезались при действии следующих вертикальных нагрузок: 0; 0.125; 0.25; 0.5; 1.0; 2.0; 3.0;  $5.61 \text{ кг/см}^2$ . Причем



Фиг. 16.

каждый образец, имеющий одно и то же физическое состояние по сравнению с другими образцами, срезался только при одной нагрузке. Таким образом были получены различные срезающие усилия, разница между которыми объясняется только приложением различных вертикальных нагрузок. Результаты опыта приведены на фиг. 16 и в табл. 8.

Таблица 8

№ п.п.	Влажность образцов в %		Уплотняющая нагрузка в $\text{кг/см}^2$	Вертикальная нагрузка при срезе в $\text{кг/см}^2$	Срезающее усилие в $\text{кг/см}^2$	Приращение к срезу при нулевой нагрузке в $\text{кг/см}^2$	Отношение приращения к вертикальной нагрузке
	до уплотнения	после уплотнения					
1	36.5	24.3	5.61	0.0	0.732	0.0	0.0
2	36.5	24.3	5.61	0.125	0.748	0.016	0.128
3	36.5	24.2	5.61	0.250	0.799	0.067	0.268
4	36.5	24.4	5.61	0.50	0.824	0.092	0.184
5	36.5	24.2	5.61	1.0	0.895	0.163	0.163
6	36.5	24.3	5.61	2.0	1.063	0.331	0.165
7	36.5	24.0	5.61	3.0	1.499	0.467	0.156
8	36.5	22.6	5.61	5.61	1.343	0.611	0.108

Данные опытов показывают, что между внешней нагрузкой и приращением срезающего усилия существует параболическая зависимость, которая резко проявляется при нагрузках, меньших  $1.5 \text{ кг/см}^2$ . Увеличение срезающего усилия при увеличении нагрузки на грунт постоянного физического состояния объясняется поведением пленки, окружающей частицы. Как говорилось выше, при сжатии пленок воды происходит их деформация, которая сопровождается увеличением срезающего усилия пленки воды.

Если такое объяснение правильно и правильно утверждение, приведенное в разделе первом, о зависимости деформации пленки при разбухании от времени, то нужно ожидать уменьшения срезающих усилий при увеличении промежутка времени между снятием уплотняющей нагрузки и срезом грунта.

С этой целью был проделан следующий опыт.

Из того же образца № 5 приготавливалась грунтовая масса, загружалась в индивидуальные уплотнители и подвергалась уплотнению до стабилизации осадки нагрузкой в  $5.61 \text{ кг/см}^2$ . Таким образом приготавливалось 9 образцов, приведенных к одному и тому же физическому состоянию. Об-

разцы переводились в срезающее устройство прибора Пузыревского и срезались без затопления образцов водой через промежутки времени, равные: 2 мин.; 5 мин.; 10 мин.; 20 мин.; 30 мин.; 1 час; 2 часа; 4 часа; 6 часов, считая от момента снятия уплотняющей нагрузки. После снятия уплотняющей нагрузки образцы подвергались давлению в  $0.25 \text{ кг/см}^2$ . Таким образом, каждый образец, уплотненный при нагрузке в  $5.61 \text{ кг/см}^2$ , срезался при нагрузке в  $0.25 \text{ кг/см}^2$  через один определенный интервал времени, считая от момента снятия вертикальной уплотняющей нагрузки.



Фиг. 17.

ожидали, с увеличением промежутка времени от момента снятия уплотняющей нагрузки до среза образца грунта. Этот опыт показывает, что

Результаты опыта приведены на фиг. 17 и в табл. 9.

Результаты опыта показывают, что срезающее усилие уменьшается, как мы

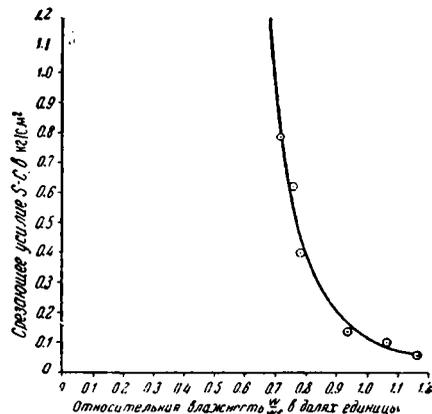
Таблица 9

№ п.п.	Уплотняющая нагрузка в $\text{кг/см}^2$	Нагрузка при срезе образца в $\text{кг/см}^2$	Время от снятия уплотняющей нагрузки до среза в мин.	Срезающее усилие в $\text{кг/см}^2$
1	5.61	0.25	2.0	0.910
2	5.61	0.25	5.0	0.899
3	5.61	0.25	10.0	0.861
4	5.61	0.25	20.0	0.853
5	5.61	0.25	30.0	0.824
6	5.61	0.25	60.0	0.702
7	5.61	0.25	120.0	0.650
8	5.61	0.25	240.0	0.600
9	5.61	0.25	360.0	0.423

при разбухании грунта без воды, которое мы объясняем разбуханием пленок, окружающих частицы, происходит уменьшение срезающего усилия пленки, достигающее определенной величины. Хотя по абсолютной величине уменьшение срезающего усилия невелико, все же приходится сказать, что этот фактор, не учитываемый существующими методиками, должен влиять на правильность определения расчетных величин.

Для того чтобы выявить зависимость срезающего усилия, полученного только за счет приложения внешней вертикальной нагрузки, от влажности, был проделан следующий опыт.

Грунт № 5 приводился в состояние грунтовой массы и уплотнялся при нагрузках  $0.234$ ;  $0.468$ ;  $0.936$ ;  $1.87$ ;  $3.74$ ;  $5.61$ ;  $7.48$ ;  $11.22 \text{ кг/см}^2$  и, по достижении стабилизации осадки, срезался на приборе Пузыревского под теми же нагрузками. Кроме того, тот же грунт № 5, уплотненный указанными выше нагрузками, срезался без приложения внешней вертикальной нагрузки.



Фиг. 18.

Данные опытов приведены в табл. 10 и на фиг. 18, где по оси абсцисс отложена относительная влажность (соответственно номерам табл. 10: 1.159; 1.06; 0.94; 0.81; 0.79; 0.75; 0.72; 0.68), вычисленная по средним влажностям, а по оси ординат — упомянутая выше разница между срезами при нагрузке и без нее.

Т а б л и ц а 10

№ п/п.	Срез с нагрузкой			Срез без нагрузки		
	уплотняющая нагрузка в кг/см <sup>2</sup>	влажность грунта в %	срезающее усилие в кг/см <sup>2</sup>	влажность грунта в %	срезающее усилие в кг/см <sup>2</sup>	разница между срезающим усилием при нагрузке и без нее в кг/см <sup>2</sup>
1	0.234	—	0.116	36.4	0.063	0.053
2	0.468	31.6	0.175	35.2	0.076	0.099
3	0.936	29.8	0.293	31.6	0.152	0.141
4	1.87	25.1	0.554	25.8	0.358	0.196
5	3.74	23.8	0.942	25.8	0.54	0.402
6	5.61	22.6	1.343	24.3	0.72	0.623
7	7.48	20.8	1.68	24.1	0.889	0.791
8	11.22	20.2	2.278	22.6	1.114	1.161

Эти данные свидетельствуют о следующем:

1. Зависимость между срезающими усилиями и относительной влажностью носит параболический характер. Однако кривая, имеющая параболический вид, может быть принята за прямую на интервале относительной влажности от 0.80 и ниже. Относительная же влажность ниже 0.80 достигается в большинстве случаев при уплотняющих нагрузках, превышающих 1.5 кг/см<sup>2</sup>.

2. Кривая зависимости между срезающими усилиями грунта (при вертикальной нагрузке) и вертикальной нагрузкой не отсекает постоянного отрезка на оси ординат, т. е. не дает какого-либо постоянного «истинного» сцепления. Этим лишним раз подтверждается несостоятельность нахождения сцепления методом Терцаги и использования его в качестве расчетной величины.

3. Срезающие усилия при влажностях, близких или даже несколько больших верхнего предела пластичности, не равны нулю. Из этого не следует, что наши рассуждения об обратном несправедливы. Здесь следует обратиться к методам определения верхнего предела пластичности. Известные приемы определения верхнего предела пластичности содержат в принципе метод, выработанный Аттербергом. Аттерберг же рекомендует определять момент перехода грунта в текучее состояние по заплыванию борозды в грунте при трехкратном встряхивании его. Однако на практике эти трехкратные встряхивания превращаются в удары значительной силы. Вполне естественно, что состояние грунта в этот момент не соответствует началу текучести и потери им связности, хотя и близко к нему.

С этой точки зрения необходимо внести поправку в практические приемы определения верхнего предела пластичности и получать заплывание черты при однократном минимальном встряхивании грунта. Только в этом случае можно считать, что грунт имеет влажность, соответствующую началу текучести и потере связности.

#### ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

Таким образом, исследование зависимости между срезающими усилиями грунта и вертикальной нагрузкой приводит к следующему:

1. Сообразуясь с затропутиными в настоящей статье взглядами на работу грунта, мы приходим к выводу, что существо явления при внутреннем

трении и сцеплении глинистых грунтов одно и то же и сводится к срезыванию водной пленки, облегающей частицы грунта, при или без приложения внешней вертикальной нагрузки.

2. Величина коэффициента трения, получаемая по методу Терпаги, является фиктивной величиной, не отражающей действительной зависимости между вертикальным внешним давлением и срезающими усилиями.

3. Величины, получаемые по методу В. А. Приклонского, скорее можно назвать коэффициентами внешнего трения грунта, причем истинная величина коэффициентов трения маскируется «привычкой» грунта к срезу и недоучетом переменности в процессе среза внутренних сил. Однако метод не теряет своей ценности при расчете устойчивости земляных масс, уже пришедших в движение.

4. Величины коэффициента трения, полученные по методу Ф. П. Саваренского, правильно отражают зависимость между вертикальными нагрузками и срезающим усилиями и являются:

а) сцепление — усилием, необходимым для срезания водной пленки, облегающей частицы грунта;

б) трение — отношением приращения срезающего усилия (за счет приложения внешней нагрузки) к внешней нагрузке.

5. Величина срезающего усилия, вызванная к жизни приложением внешней вертикальной нагрузки, находится в параболической зависимости от относительной влажности грунта, но в пределах, применяющихся в практике нагрузок, обратно пропорциональна ей.

6. Коэффициент трения (по Саваренскому) может считаться постоянным в интервале нагрузок от 1.5 до 7.5 кг/см<sup>2</sup>.

#### ЛИТЕРАТУРА

- Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы. ОНТИ, 1937.
- Иванов Н. Н., Охотин В. В. Дорожное почвоведение и механика грунтов. Гос-трансиздат, 1934, 392.
- Колесников С. Л. Зависимость коэффициента среза грунта от температуры грунта. Сборн. статей. Гострансжелдориздат, 1935.
- Колесников С. Л. Зависимость коэффициента среза грунта от температуры грунта. Гострансиздат, 1935.
- Лебедев А. Ф. Почвенные и грунтовые воды. Изд. Акад. Наук СССР, 1935.
- Маслов Н. Н. Из практики работ геотехнической части Свирстроя. Гидротехн. строительство, 1938, № 2.
- Панков А. М. Максимальная молекулярная влагоемкость и число пластичности по Аттербергу. Почвоведение, 1935, № 1.
- Покровский Г. И. Капиллярные силы в грунтах, 1933.
- Покровский Г. И. Исследования по физике грунтов. ОНТИ, 1937.
- Покровский Г. И. и Булычев В. Г. О сопротивлении грунтов сжатию в зависимости от содержания воды и воздуха. Сборн. ВИОС, № 6, ОНТИ, 1935.
- Румянцева М. Г., Соболев А. И. и Акинина Е. С. К вопросу методики определения трения и сцепления в связных грунтах. Сборн. статей. Экспериментальные работы по изучению физико-механических и водных свойств грунтов, ОНТИ, 1937.
- Саваренский Ф. П. К вопросу об определении величины трения и сцепления в связных грунтах. Тр. Геол. инст. Акад. Наук, 1939, 9.
- Терпаги. Строительная механика грунтов. Стройиздат, 1935.
- Терпаги. Инженерная геология. ОНТИ, 1935.
- Федосов А. Е. (печатается в Тр. Геол. инст. Акад. Наук, 1939, 9).
- Филатов М. М. Основы дорожного почвоведения. ОНТИ, 1936.
- Филатов М. М. Из области статики и динамики воды в грунтовых системах. Дорога и автомобиль, 1937, № 8.
- Цыпляков В. Д. Числовая характеристика связных грунтов для инженерно-строительных целей. Москвалогострой, 1937, № 1—2.
- Casa g r a n d e A. New Facts in Soil Mechanics from the Research Laboratories. Eng. News Record. 1935.
- V a g e l e r P. Der Kationen-und Wasserhaushalt des Mineralbodens. 1932.

**Н. В. КОЛОМЕНСКИЙ**

## **ИССЛЕДОВАНИЕ РЫХЛЫХ ГОРНЫХ ПОРОД КАК МАТЕРИАЛА ДЛЯ НАСЫПЕЙ**

### **ВВЕДЕНИЕ**

Рыхлые грунты как материал для земляных сооружений применялись еще в древности. Плиний Старший указывает на землебитные здания, построенные Аннибалом (274—183 гг. до н. э.) в Испании. Позднее землебитное строительство проникает в Западную Европу, и в конце XVIII века землебитные постройки появляются и в России. Инженер В. В. Свенторжецкий (1933) дает обзор строительства из битой земли и отмечает высокие качества землебитных зданий: малую теплопроводность, хорошую обрабатываемость, гигиеничность, высокую прочность.

Весьма древними сооружениями из рыхлых грунтов, имеющими большое значение и в настоящее время, являются водоудерживающие плотины, дамбы и т. п. С развитием железных дорог приобретает особо важное значение сооружение земляных железнодорожных насыпей.

Вполне естественно, что большая применимость рыхлых грунтов как материала для земляных сооружений рождает попытки изучения свойств грунтов, так как от этих свойств зависит прочность и долговечность сооружений. До самого последнего времени к оценке свойств грунта подходили на основе, главным образом, опыта устойчивости существующих сооружений и поэтому считали пригодным только те грунты, которые были оправданы такого рода практикой, и уплотнение грунтов производилось методами, основанными больше на практической интуиции, а не на теоретических построениях, проверенных на опыте.

Проф. Н. Н. Ивановым, В. В. Охотиним и др. исследователями сделаны крупные шаги в деле изучения строительных свойств грунтов, в частности по определению оптимальных смесей для покрытий дорожного полотна, улучшению грунтов добавками.

При исследовании оптимальных смесей ими было обращено внимание на то обстоятельство, что с уменьшением пористости грунта повышается его устойчивость. Американские исследователи (Proctor, Campbell, Zimmerman) обратили на это серьезное внимание в связи с большим распространением строительства высоконапорных земляных плотин. Ими были предложены методы изучения способности грунта к уплотнению. В СССР на изучение этих методов было обращено внимание на строительстве канала Волга — Москва, где такого рода исследования проводились покойным А. Ф. Лебедевым.

До настоящего времени методы искусственного уплотнения грунтов, предложенные Проктором, остаются мало известными в пределах Союза. Вопрос изучения способности грунтов к уплотнению находится в таком состоянии, которое совершенно не соответствует его большому практическому значению.

В практике строительства земляных сооружений нет единства в способах оценки грунта как материала для земляных сооружений, так как

отсутствуют научно разработанные методы исследования грунтов для таких целей. Методы же оценки качества грунта могут быть разработаны только тогда, когда будет внесена ясность в выбор показателей, характеризующих качество грунта как материала для земляных сооружений. Такой ясности до настоящего времени нет. Отдельные исследователи пытаются оценивать грунт по некоторым показателям (например, по механическому составу), но эти попытки страдают отсутствием полноты охвата показателей. Вполне естественно, что такой подход к оценке грунта вносит случайный элемент в расчет сооружения, заставляет безосновательно увеличивать запасы прочности, удорожает строительство.

Настоящая работа посвящена выработке показателей, по которым можно оценивать качество грунта, укладываемого в тело земляного сооружения, и методов лабораторного исследования грунтов для целей возведения сооружений из рыхлых грунтов. Рассматривая отдельные свойства грунта, используя существующие литературные указания и проверяя некоторые свойства грунта посредством постановки соответствующих опытов, мы приходим к выводу о возможности и необходимости выделения показателей, в той или иной степени характеризующих качество грунта. Использование показателей и методов их получения, изложенных в настоящей работе, позволит разумно подойти к расчету тела земляных сооружений, списать существующие запасы прочности и тем самым удешевить строительство.

Настоящая работа строилась на таком материале, который по своей полноте не всегда позволял выработать количественную характеристику каждого показателя качества грунта.

## 1. СПОСОБНОСТЬ ГРУНТА К УПЛОТНЕНИЮ

Основным показателем качества грунта как материала для земляных сооружений является способность грунта к уплотнению.

Грунт, укладываемый в тело насыпи, состоит из трех фаз: твердой — минеральные частицы, жидкой — вода, газообразной — воздух. Объемное соотношение этих фаз в единице объема может быть различное. При уплотнении грунтов минеральные частицы сближаются друг с другом за счет уменьшения пористости и вытеснения из промежутков воздуха, так как количество влаги остается постоянным. Вполне естественно, что частицы грунта при сближении испытывают трение друг о друга и, может быть, частичное скалывание углов. При большем сближении частиц приходят в соприкосновение и большие поверхности, так как количество контактов между частицами увеличивается. Следовательно, большее уплотнение требует применения большей уплотняющей силы.

При уплотнении грунтов динамической нагрузкой (трамбование) максимальное уплотнение может быть достигнуто тогда, когда будет удален весь воздух и грунт перейдет в двухфазную систему. Тогда отношение объема воды, находящейся в порах, к объему пор будет равно единице. Промежуточные значения указанного отношения, называемого коэффициентом влажности, могут быть определены по формуле:

$$K_w = \frac{W \cdot \gamma \cdot \delta}{\gamma - \delta}, \quad (1)$$

где  $K_w$  — коэффициент влажности, выраженный в долях единицы,  
 $W$  — весовая влажность грунта, выраженная в долях единицы,  
 $\gamma$  — удельный вес грунта,  
 $\delta$  — объемный вес сухого грунта в г/см<sup>3</sup>.

Дальнейшее уплотнение грунта динамической нагрузкой практически неосуществимо, так как оно может идти только за счет вытеснения из грунта воды, что требует приложения к грунту статической нагрузки на значительный промежуток времени.

Достижение двухфазного состояния грунта обусловлено увеличением количества твердых частиц грунта в единице объема, которое становится предельным при  $K_w = 1$ . Величины же  $W$ ,  $\gamma$  в процессе уплотнения остаются неизменными. Следовательно, за показатель степени уплотненности грунта можно принять объемный вес сухого грунта  $\delta$  (вес твердой фазы грунта в единице объема всего грунта).

Из формулы 1 и из сказанного выше следует, что, меняя (для одного и того же грунта, для которого  $\gamma = \text{const}$ ) влажность и оставляя  $K_w = 1$ , будем получать различные пределы  $\delta$ , соответствующие определенной влажности, тем больше, чем меньше влажность ( $W$ ).

Как отмечалось выше, большее сближение минеральных частиц, т. е. достижение большего объемного веса ( $\delta$ ), требует применения больших уплотняющих усилий. Следовательно, уменьшение влажности грунта хотя и дает повышение объемного веса, но требует применения большего уплотняющего усилия. Отсюда вытекает необходимость определения уплотняющего усилия, достаточного для достижения заданного объемного веса.

## 1. Существующие методы лабораторного изучения уплотняемости грунтов

Впервые методика лабораторного изучения уплотняемости грунтов была предложена в США Проктором (1933) и вкратце заключается в следующем.

Грунт просеивается через сито, имеющее отверстия диаметром в 6.5 мм, и уплотняется с затратой одной и той же работы, но при различном содержании влаги в цилиндрическом сосуде приблизительно 104 мм в диаметре и 130 мм высоты. Грунт уплотняется (в трех слоях), причем каждый слой подвергается 25 ударам «трамбовки», имеющей вес 2.49 кг и падающей с высоты 312 мм, что соответствует, примерно, работе в 19.4 кгм. По объему, занимаемому уплотненным грунтом, весу и влажности определяется объемный вес уплотненного грунта, служащий показателем степени уплотненности. Влажность определяется высушиванием всего образца при  $250^\circ F$  ( $121^\circ C$ ) и выражается в процентах от веса сухого образца.

Несколько иной характер носит методика уплотнения грунта, применяющаяся в лаборатории Мосволгостроя. Здесь уплотнение производится на копре типа Клебе ударами гири, весом от 5 до 1 кг, падающими с различной высоты. Работа, производимая падением гири, изменяется от 5 до 130 кгм. Образец помещается в четырехгранную форму, разделяющуюся по вертикали на две части; каждая из них имеет объем около  $350 \text{ см}^3$ . На грунт ставится штамп (поршень, имеющий квадратную форму), по которому ударяют гири, падая с известной высоты.

Образец готовится путем размельчения грунта руками и последующим просеиванием доводится до «орешков» диаметром около 1 см. Увлажнение достигается простым опрыскиванием образца сверху.

После производства уплотнения верхняя часть четырехгранной формы снимается и грунт срезается ножом или стальной линейкой на уровне краев нижней части формы, объем которой известен заранее. Из нижней части формы грунт высыпается в жестяную коробку, взвешивается, высушивается при  $105^\circ C$  и снова взвешивается. Таким образом определяются объемный вес и влажность уплотненного грунта.

Методика, применяемая Циммерманом (1935), в основном повторяет методику Проктора. Отличие ее от последней заключается в том, что Циммерман уплотняет грунт гидравлическим прессом, причем необходимое давление прилагается к грунту в течение одной минуты. При высоких влажностях или больших давлениях часть воды при таком способе уплотнения может быть выжата из образца. Для приближения к действительным условиям уплотнения грунта в теле плотины Циммерман рекомендует отжатую воду прибавлять к полученному объему уплотненного грунта.

Методика, применявшаяся Кемпбэллом (1936), также мало отличается от методики Проктора. Для уплотнения Кемпбэлл употребляет цилиндр (диаметр = 10.75 см и высота = 15 см), суживающийся вверху на 5 мм. Грунт уплотняется 20 ударами трамбовки весом в 2.49 кг, падающей с высоты 457 мм. Таким образом, 20 ударов соответствуют работе 22.76 кгм.

## 2. Методика лабораторного исследования уплотненности грунтов, применяющаяся В. А. Приклонским и Н. В. Коломенским в Геологическом институте Академии Наук СССР

Образец грунта, извлеченный из буровой скважины или карьера, размельчается руками и помещается в сушильный шкаф, где и выдерживается при температуре 105°C в течение 6 часов. Порция высушенного грунта, приблизительно около 800 г, взвешивается, и устанавливается количество воды, необходимое для доведения грунта до заданной влажности. Этот расчет может быть легко произведен по формуле

$$G_w = W \cdot G_s, \quad (2)$$

где  $G_w$  — потребное количество воды в граммах,

$W$  — заданная влажность в долях единицы,

$G_s$  — вес взятого для опыта сухого грунта в граммах.

Сухой грунт равномерно распределяют на дне лотка, сделанного из оцинкованного железа или жести. Бюреткой отмеряют необходимое количество воды, считая удельный вес воды равным единице, и разливают воду по поверхности сухого грунта, находящегося в лотке. После этого грунт тщательно перемешивается и протирается руками через сито, имеющее диаметр отверстий в 5.25 мм. Из приготовленного таким образом грунта отбирается первая проба в бюкс или чашку для определения полученной влажности грунта. На этом заканчивается предварительная подготовка грунта.

Далее из полученного влажного грунта берется навеска с таким расчетом, чтобы вес сухого грунта был при всех определениях постоянным и равнялся 700 г. Вес потребной порции влажного грунта, исходя из этих условий, легко определяется по формуле.

$$G_{sw} = 700(1 + W), \quad (3)$$

где  $G_{sw}$  — потребный вес влажного грунта,

$W$  — заданная влажность в долях единицы.

Взятая навеска грунта загружается небольшими порциями в специальную форму. Укладка каждой порции сопровождается постукиванием цилиндра о деревянный стол с таким расчетом, чтобы к концу загрузки грунт занимал весь объем формы.

Форма, в которой производится уплотнение, представляет собой стальной цилиндр (фиг. 1, 1а), разделенный на две части, с винчивающимся дном: общая высота цилиндра равна 174 мм, диаметр — 76 мм. Высота нижней части цилиндра равняется 82 мм, а верхней, соединяющейся с нижней посредством трех штифтов 1 и вырезов 2 (фиг. 1, 1а), — 92 мм.

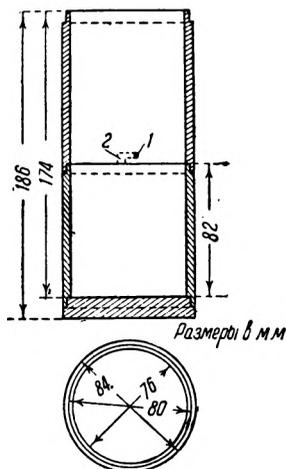
Загруженный грунтом цилиндр переносится на копер Пэджа, и на поверхность грунта кладется поршень,двигающийся в наращиваемых для этой цели сверху цилиндра кольцах. Поршень изготовляется из мягкой стали с удлиненной шейкой (фиг. 2), на которую надевается колпачок из закаленной стали.

По поршню ударяют грузом весом в 2 кг, скользящим по направляющим прутьям и падающим с высоты 0.5 м.

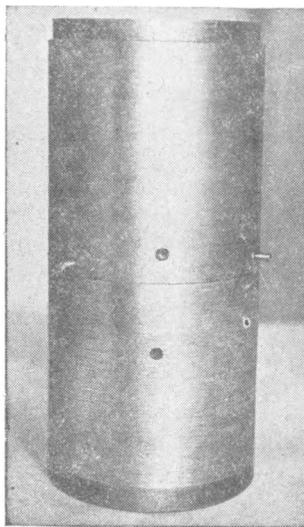
Если обозначить вес груза через  $G$ , число ударов через  $N$  и высоту падения гири через  $H$ , то произведенная для уплотнения грунта работа  $R$  будет равна:

$$R = GNH \text{ кгм.} \quad (4)$$

Произведя работу в 1 кгм, точно замеряют осадку грунта. Замер осадки может производиться с помощью линейки, имеющей насечки через 0.5 мм. Замер осадки необходимо производить в четырех точках, расположенных на



Фиг. 1.



Фиг. 1а.

концах взаимно перпендикулярных диаметров, так как малейший перекос поршня повлияет на правильность дальнейших расчетов.

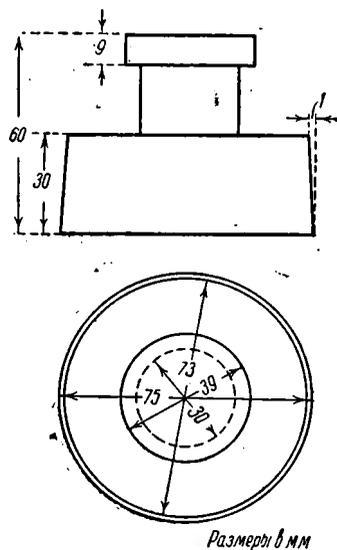
После первого замера производится дальнейшее уплотнение грунта с увеличением работы еще на 1 кгм, и, по предыдущему, замеряется полученная общая осадка.

Далее последовательно грунт продолжает уплотняться, и замеры осадки грунта производятся для работы 3, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 60, 80, 100, 150, 200 кгм.

По окончании уплотнения цилиндр с уплотненным грунтом снова взвешивается, и полученный вес сравнивается с первоначальным весом цилиндра с грунтом до уплотнения. Если в процессе уплотнения не произошло выжимания воды из грунта и ее удаления, то уменьшения в весе наблюдаться не должно. Если подобное уменьшение будет установлено, то опыт при той же влажности следует повторить, закончив уплотнение на той работе, при которой уменьшения в весе наблюдаться не будет.

После контрольного взвешивания верхняя часть цилиндра снимается, грунт обрезается ножом на уровне краев нижней части цилиндра, и эта часть цилиндра вместе с грунтом взвешивается. Последняя операция делается для того, чтобы можно было в случае надобности сравнить степень плотности грунта в верхней и нижней частях цилиндра. По окончании опыта отбирается вторая проба на влажность, средняя из массы грунта.

К обработке результатов уплотнения приступают после получения данных о действительной влажности грунта до и после уплотнения. Обычно



Фиг. 2.

полученные значения очень близки между собой, но несколько отличаются от запроектированной влажности. В случае отсутствия больших расхождений в значениях влажности при обоих определениях (не больше 1%), из них берется среднее, которое и принимается в качестве расчетной величины влажности для обработки результатов уплотнения. Описанная методика позволяет очень легко получить значения для объемного веса сухого грунта при различных, замеренных в процессе опыта, работах и осадках грунта.

Для этого сначала вычисляется начальный объемный вес сухого грунта ( $\delta_0$ ) по формуле:

$$\delta_0 = \frac{G_1 - G_2}{V_{sw}(1+W)} = \frac{\delta_{0w}}{1+W}, \quad (5)$$

где  $\delta_0$  — начальный объемный вес сухого грунта до уплотнения,  
 $G_1$  — вес цилиндра с влажным грунтом (среднее из двух взвешиваний),  
 $G_2$  — вес пустого цилиндра.  
 $V_{sw}$  — объем влажного грунта в цилиндре до уплотнения или объем цилиндра,

$\delta_{0w}$  — начальный объемный вес влажного грунта до уплотнения,  
 $W$  — расчетная влажность в долях единицы.

Затем, пользуясь данными об осадке грунта, соответствующей некоторой работе в  $n$  кгм, вычисляют объемный вес сухого грунта для любой степени уплотнения по формуле

$$\delta_n = \delta_0 \frac{H_0}{H_0 - S_n}, \quad (6)$$

где  $\delta_n$  — искомый объемный вес сухого грунта при работе в  $n$  кгм,  
 $\delta_0$  — начальный объемный вес сухого грунта до уплотнения,  
 $H_0$  — первоначальная высота слоя грунта в цилиндре до уплотнения,  
 $S_n$  — осадка грунта, вызванная работой в  $n$  кгм.  
 Полученные по формуле (6) величины могут быть проверены по формуле

$$\delta_n = \frac{G_{sw}}{V_n(1+W)} = \frac{\delta_{nw}}{1+W}, \quad (7)$$

где  $G_{sw}$  — вес влажного грунта в цилиндре,  
 $V_n$  — объем влажного грунта, соответствующий работе в  $n$  кгм,  
 $W$  — расчетная влажность в долях единицы,  
 $\delta_{nw}$  — объемный вес влажного грунта при работе в  $n$  кгм.

Запись результатов наблюдения и вычисления удобно вести по форме 1.

## II. ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ СТЕПЕНЬ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА

В процессе выработки лабораторной методики уплотнения выявилось, что при опытах с одним и тем же грунтом объемный вес сухого грунта  $\delta$  (степень плотности) является функцией целого ряда величин. Эта функциональная зависимость может быть выражена в виде:

$$\delta = f(R, W, H_0, \delta_0), \quad (8)$$

где  $R$  — уплотняющая работа,  
 $W$  — влажность грунта,  
 $H_0$  — первоначальная высота уплотняемого слоя,  
 $\delta_0$  — первоначальный объемный вес сухого грунта (до уплотнения).

В свою очередь работа  $R$  определяется весом гири  $G$ , высотой падения гири  $H$  и количеством ударов  $N$  и может быть вычислена по формуле (4):

$$R = G \cdot N \cdot H.$$

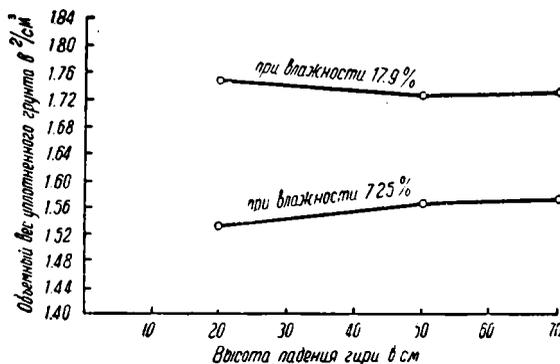
Различное соотношение последних величин при одной и той же работе сможет обусловить несколько различную конечную плотность грунта за счет изменения условий вибрации.

С целью выяснения взаимоотношений между  $\delta$  и  $R, W, H_0$  был проделан ряд опытов, результаты которых изложены ниже.

## 1. Зависимость степени уплотнения грунта от высоты падения груза и количества ударов при определенной влажности и постоянной работе

Для опыта был взят глинистый кампанский песок с правого берега р. Дона в месте сооружения проектируемой высоконапорной земляной плотины, близ х. Кумовского.

Опыты производились при двух влажностях: от 7.1 до 7.4 % и от 17.8 до 18.0%. Таким образом, влажность оставалась практически постоянной в каждом из опытов. При каждой влажности грунт уплотнялся при постоянной работе, но с изменением высоты падения гири, именно: в 20, 50 и 70 см, а соответствующее количество ударов было 100, 40, 29. Вес гири оставался постоянным. Результаты этих двух опытов приведены на фиг. 3.

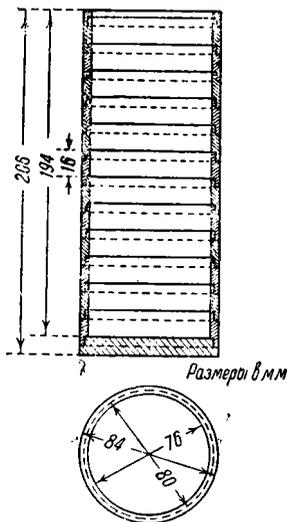


Фиг. 3.

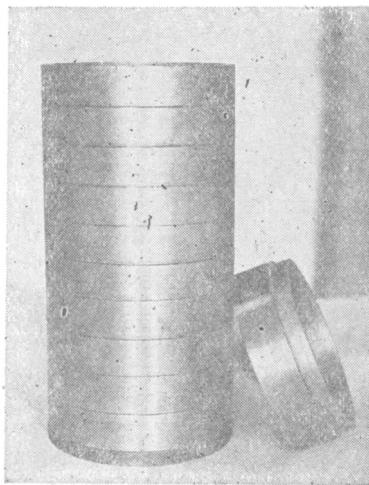
Полученные кривые не дают представления об определенной закономерности между  $\delta$  и  $H$ ,  $N$ . Вместе с тем, разница между объемными весами, полученными при различных условиях, составляет лишь 0.045 г/см<sup>3</sup> для влажности в 7.25% (средняя величина) и 0.021 г/см<sup>3</sup> для влажности в 17.9%. Последнее обстоятельство заставляет считать, что в указанных пределах постоянная работа с различным числом ударов и высотой падения груза дает практически одну и ту же степень уплотнения.

## 2. Распределение влажности и плотности по высоте уплотняемого слоя

С целью изучения степени уплотненности и распределения влажности грунта в цилиндре по его высоте применялся разборный цилиндр (фиг. 4, 4а).



Фиг. 4.



Фиг. 4а.

Разборный цилиндр для уплотнения состоит из 12 колец, высота которых одинакова и равна 1.5 см каждое. Кольца соединяются между собой при помощи внутренних и внешних выточек, что хорошо видно на фиг. 4, 4а. Коль-

па разборного цилиндра должны быть предварительно перенумерованы, взвешены и измерены (для определения объема каждого кольца). Подготовка грунта и уплотнение его на копре производится так же, как и описанное выше. После уплотнения грунта в кольцевом цилиндре дальнейший ход работы несколько меняется.

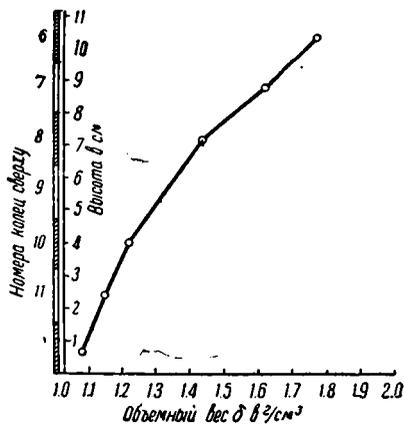
После производства уплотнения на копре цилиндр с грунтом взвешивается для сравнения с весом его в начале опыта, и грунт срезается на уровне того кольца, до которого он уплотнился. Предварительно удаляют все кольца, не заполненные грунтом. Остальные кольца с оставшимся в них грунтом вывешиваются снова и записывается вес их ( $Q_1$ ).

Дальше тонким ножом выбирается с поверхности канавка в грунте, идущая около стенок кольца, с тем чтобы можно было это кольцо снять, не нарушая всего грунта. Освобожденное кольцо удаляется, и грунт срезается на уровне следующего кольца. Затем цилиндр опять взвешивается и вес его ( $Q_2$ ) записывается. Вычитая из веса  $Q_1$  вес  $Q_2$ , получаем вес  $g_n$  освобожденного  $n$ -го кольца вместе с заключенным в нем влажным грунтом. Зная вес  $n$ -го кольца и вес кольца с влажным грунтом, весьма легко получаем вес влажного грунта, заключенного в кольцо, объем которого заранее известен. По весу влажного грунта ( $G_{w_s}$ ) и объему кольца ( $V_{w_s}$ ) вычисляется объемный вес  $\delta_w$  влажного грунта, заключенного в  $n$ -ом кольцо, по формуле:

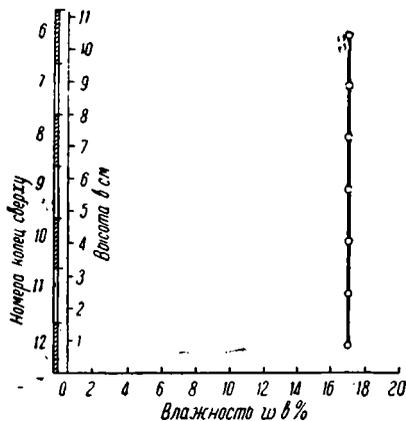
$$\delta_w = \frac{G_{w_s}}{V_{w_s}}. \quad (9)$$

Удаленный из снятого кольца влажный грунт берется в чашку или большой бюкс для определения влажности.

В дальнейшем операция повторяется, и таким образом разбирается вся форма.



Фиг. 5.



Фиг. 6.

В конце опыта рассчитываются по формуле (9) объемные веса влажного грунта для каждого кольца и записываются в рабочую ведомость. После определения влажности можно подсчитать вес ( $\delta$ ) сухого грунта, заключенного в любом кольце, по формуле (7).

По приведенной методике было проделано несколько опытов с целью выявления изменения влажности и степени плотности грунта по высоте. Результаты испытания бескарбонатного суглинка, взятого из железнодорожного карьера магистрали Москва—Донбасс, приведены на фиг. 5, 6.

На фиг. 5 дана зависимость объемного веса от высоты слоя. Экспериментальная кривая показывает, что наибольшего уплотнения грунт достигает в верхних слоях, снижаясь по мере приближения ко дну цилиндра. У дна цилиндра плотность грунта достигает наименьшей величины.

Разница между объемными весами в нижней и верхней частях уплотняемого слоя составляет около  $0.7 \text{ г/см}^3$ . Это обстоятельство создает, на первый взгляд, неблагоприятные условия для устойчивости сооружения, так как сопротивляемость отдельных слоев будет различна. Но в процессе укладки будет происходить перераспределение плотности в соответствии с внешним давлением на данный слой. Это перераспределение должно происходить за счет разбухания переуплотненных и сжатия рыхлых частей слоя. В конце концов грунт примет плотность, отвечающую среднему объемному весу всего слоя. Более подробно о перераспределении плотности сказано ниже. Отсюда приходим к выводу, что высота слоя уплотняемого грунта не играет роли в смысле перераспределения плотности внутри слоя после укладки в тело насыпи и может оказать влияние только на величину уплотняющей работы.

На фиг. 6 графически изображено изменение влажности грунта по высоте цилиндра. Как видно из приведенной фигуры, эта зависимость изображается прямой линией, идущей вертикально. Поэтому можно считать, что влажность постоянна для всего испытываемого объема грунта, независимо от высоты расположения его в цилиндре.

### 3. Зависимость степени уплотнения от первоначальной плотности и высоты слоя уплотняемого грунта

Как уже говорилось выше, степень плотности грунта находится в функциональной зависимости от целого ряда величин:  $\delta = f(R, W, H_0, \delta_0)$ .

Величины  $H_0$  и  $\delta_0$  находятся в связи с общим весом твердой фазы грунта, взятого для уплотнения, так как  $Q = f(H_0, \delta_0)$ . Действительно, при постоянном  $Q$  чем больше высота уплотняемого слоя, тем меньше будет первоначальный объемный вес при одном и том же диаметре цилиндра. С целью подтверждения зависимости между  $H_0$ ,  $\delta_0$  и  $\delta$  был проделан следующий опыт. Подтвердились четыре равные порции грунта по 700 г, увлажнялись ( $W = 11.76\%$ ) и загрузжались в цилиндр. Загрузка грунта для всех четырех порций была различная: рыхлая насыпка, насыпка с легким постукиванием, насыпка с сильным постукиванием, насыпка с трамбованием. Таким образом, все четыре порции грунта имели разную высоту ( $H_1 = 17.4 \text{ см}$ ,  $H_2 = 15.0 \text{ см}$ ,  $H_3 = 14.0 \text{ см}$ ,  $H_4 = 13.4 \text{ см}$ ) и различный первоначальный объемный вес (соответственно  $\delta_{01} = 0.867 \text{ г/см}^3$ ;  $\delta_{02} = 1.006 \text{ г/см}^3$ ;  $\delta_{03} = 1.077 \text{ г/см}^3$ ;  $\delta_{04} = 1.125 \text{ г/см}^3$ ). Сохраняя одну и ту же работу, можно было ожидать приблизительно одинакового эффекта уплотнения для всех четырех порций.

Результаты опытов показывают, что при работах свыше 15 кгм достигался один и тот же эффект уплотнения, несмотря на различные высоты уплотняемого слоя и различные плотности насыпки грунта перед уплотнением.

Вышеприведенный опыт позволяет утверждать, что практически в условиях опыта степень плотности грунта ( $\delta$ ) можно считать зависящей от трех величин: уплотняющей работы ( $R$ ), влажности грунта ( $W$ ) и веса твердой фазы, т. е.  $\delta = f(R, W, Q)$ . Таким образом, сохраняя постоянными при всех опытах величины  $Q$  и  $R$ , можно выяснить точную зависимость между степенью плотности и влажностью грунта. С другой стороны, оставляя постоянными величины  $Q$  и  $W$ , можно выяснить зависимость между  $\delta$  и  $R$ .

### 4. Зависимость степени уплотнения от влажности. Кривая нуля воздушных пустот. Оптимальная влажность

Для выявления зависимости степени уплотненности от влажности были проделаны следующие опыты.

В цилиндр загружался грунт различной влажности, начиная от 8—10% и кончая 25—28%. Грунт, имеющий одинаковую влажность, подвергался уплотнению при различных работах. Работа изменялась от 5 до 100 и даже в некоторых случаях до 200 кгм. Каждое уплотнение сопровождалось изме-

рением объемного веса. Таким образом, для каждой работы, которая бралась через 5—10 кгм, были получены соответствующие влажности и объемные веса. Эти данные наносились на графики, и получались таким образом кривые зависимости объемного веса грунта от влажности при постоянной работе.

Такому исследованию подверглись 8 грунтов, приведенных в табл. 1.

Таблица 1

№ образца	Порода	Место взятия образца
1	Покровный легкий суглинок четвертичного возраста	Донской склон трассы канала Волга—Дон, бур. скв. № 1008, глубина 0.40—3.80 м
2	То же	То же, бур. скв. № 1009, глубина 2.80—8.10 м
3	То же	То же, бур. скв. № 1007, глубина 0.45—5.08 м
4	То же	То же, бур. скв. № 1008, глубина 9.30—12.12 м
5	Кампанский сильноглинистый песок	Правый берег р. Дон, у Кумовского створа проектируемой Донской плотины, расчистка на абс. отметке 47.68 м
6	Онкофоровый глинистый песок	Волжский склон трассы канала Волга—Дон, шурф № 547, глубина 10 м
7	Аллювиальный песок четвертичного возраста	Донской склон трассы канала Волга—Дон, бур. скв. № 1014, глубина 1.05—3.15 м
8	Покровный суглинок четвертичного возраста	Трасса железнодорожной магистрали Москва—Донбасс у станции Мордвес, из резерва с глубины 1.8 м от бровки

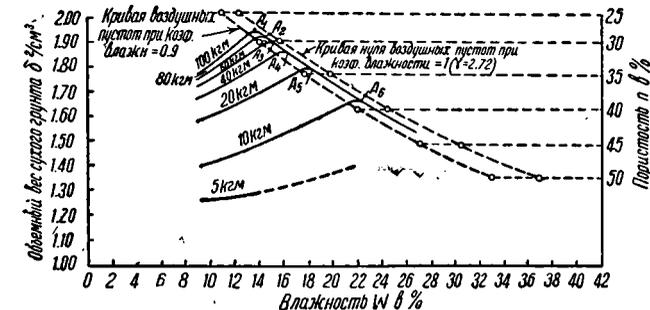
Для сокращения в дальнейшем описании будем ссылаться на порядковый номер этой таблицы.

При выборе грунтов для исследования учитывалось только его значение для крупных сооружений, чем и объясняется территориальная разбросан-

ность объектов исследования.

На фиг. 7 приведены кривые зависимости степени уплотнения от влажности.

Как видно из приведенных фигур, плотность грунта повышается до определенной величины вместе с увеличением влажности. Каждая кривая имеет точку пере-



Фиг. 7.

релома, отмеченную буквой А с индексом, после которой увеличение влажности вызывает уменьшение объемного веса. Рассмотрим левые восходящие ветви кривых.

Каждую кривую можно характеризовать углом наклона к оси абсцисс или «коэффициентом уплотняемости», как предложил называть В. А. Приклонский. Коэффициенты уплотняемости вычисляются аналогично коэффициентам уплотнения компрессионной кривой и представляют собой усредненное приращение объемного веса на единицу влажности. Таким образом, коэффициент уплотняемости ( $K_y$ ) может быть выражен в виде формулы.

$$K_y = \frac{\delta_2 - \delta_1}{W_2 - W_1} \text{ г/см}^2, \quad (10)$$

где  $\delta_1, \delta_2$  — сухой объемный вес в г/см<sup>3</sup>,

$W_1, W_2$  — влажность грунта в %;

индексом 2 обозначены величины, имеющие большее абсолютное значение.

В табл. 2 приведены усредненные углы наклона и коэффициенты уплотняемости для исследованных грунтов.

Из приведенных цифровых данных следует, что по абсолютной величине коэффициента уплотняемости исследованные грунты можно разделить на три группы:

- 1-я группа со средним  $K_y$  от 0.0194 до 0.0272 (обр. № 1, 2, 3, 4, 5, 8).
- 2-я группа со средним  $K_y$  » 0.0085 (обр. № 6).
- 3-я группа со средним  $K_y$  » 0.0032 (обр. № 7).

Таким образом, первая группа обладает большей величиной коэффициента уплотняемости, а третья группа — наименьшей. Соответственно этому распределяются максимальные объемные веса. Следовательно, величина коэффициента уплотняемости характеризует способность грунта к уплотнению. Кроме того, из сопоставления этих величин В. А. Приклонский делает следующий практический вывод: «в процессе производства работ степень увлажнения пород первой группы должна очень строго контролироваться для получения заданной степени уплотнения. Породы второй группы допускают большие колебания влажности при укладке в тело сооружения, не требуя столь жесткого контроля степени увлажнения, как породы первой группы. Наконец степень увлажнения пород третьей группы с ничтожным коэффициентом уплотняемости почти не влияет на уплотняемость пород и практического значения не имеет».

На приведенной фиг. 7 нанесена так называемая кривая нуля воздушных пустот, построенная по формуле:

$$W = \frac{\gamma - \delta}{\gamma \cdot \delta} \quad (11)$$

Эта теоретическая кривая при сравнении с экспериментальной кривой дает представление о насыщенности грунта водой. При условии полного насыщения изменение объемного веса в зависимости от влажности должно идти по этой кривой.

Характерно, что все кривые (фиг. 7), перейдя точку перелома *A*, практически сливаются в одну линию, идущую параллельно кривой нуля воздушных пустот. Для всех грунтов, испытанных в лабораторной обстановке, нам не встречалось ни одного случая, когда бы экспериментальная кривая сливалась с теоретической. Этот факт свидетельствует о невозможности в данных условиях достижения полного насыщения уплотняемого грунта. Очевидно, что некоторая часть объема пор занята воздухом, который невозможно удалить приложением даже значительных динамических усилий. Соответствующие вычисления показали, что практически для глинистых грунтов можно добиться только такого уплотнения грунта, когда относительная влажность ( $K_w$ ) будет равняться 0.94—0.95. Эта величина лимитирует дальнейшую уплотняемость. Исследованные песчаные грунты (аллювиальный песок р. Дон, Ергенинские пески) уплотнялись только до того момента, когда величина  $K_w$  становилась равной примерно 0.6—0.8.

Остановимся несколько на характерной точке перегиба *A*, имеющейся на каждой кривой. Эта точка показывает ту влажность, при которой достигается наивысшее уплотнение. Такая влажность носит название оптимальной влажности.

Оптимальная влажность меняется в зависимости от уплотняющей работы *R* и состава грунта. Эти зависимости будут подвергнуты обсуждению ниже. Пока только отметим, что при лабораторных испытаниях оптимальную влажность получить точно затруднительно, поэтому величина ее может колебаться с отклонениями в пределах 1—1.5%.

Оптимальная влажность является той величиной, при которой данный метод уплотнения дает наибольшую величину уплотнения, т. е. наибольший производственный эффект. Колебания величины оптимальной влажности в зависимости от характера грунта и уплотняющей работы приведены в таблице 3.

№ по порядку	№ образца	Средний угол наклона кривой при работе							Средний ко	
		5 кгм	10 кгм	20 кгм	40 кгм	60 кгм	80 кгм	100 кгм	5 кгм	10 кгм
1	1	25°30'	28°5'	35°5'	31°5'	26°	21°5'	17°5'	0.0172	0.0208
2	2	26°	32°	40.5°	41.5°	40	35.5°	31	0.0196	0.0244
3	3	22	20	26	38	41	46	47	0.0157	0.0146
4	4	31	28	33	34	30	26	17	0.023	0.0209
5	5	—	—	—	30	—	—	—	—	—
6	6	—	—	—	12	—	—	—	—	—
7	7	4.5	3.5	3	4	4.5	5.3	5.3	0.0029	0.0029
8	8	—	28	31	35	38	42	44	0.0246	0.0238

Форма 1

№ уплотнения	Дата производства опыта	Вес цилиндра с грунтом в г	Вес цилиндра в г	Вес влажного грунта в г	Объем цилиндра в см³	Объемный вес влажного грунта в г/см³
8	9/III 1936 г.	3005.5	2263.4	742.1	809.848	0.916

Продолжение

№ уплотнения	№ чашки или бюкса	Вес чашки или бюкса с влажным грунтом в г	Вес чашки или бюкса с сухим грунтом в г	Вес воды, находящейся в грунте в г	Вес бюкса или чашки в г	Вес сухого грунта в г	Влажность грунта в %	Начальный объемный вес сухого грунта в г/см³
8	13	165.06	152.07	12.99	73.035	79.035	16.4	0.787

Продолжение

№ уплотнения	Вес гирь в кг	Высота падения гирь в м	Число ударов	Работа в кгм	Осадка грунта в см	Объем свободной части цилиндра в см³	Объем грунта после уплотнения в см³	Объемный вес влажного грунта после уплотнения в г/см³	Объемный вес сухого грунта после уплотнения в г/см³	Примечание
8	2	0.5	1.0	1.0	3.8	176.863	632.985	1.172	1.007	

коэффициент уплотняемости при работе					Средний коэффициент уплотняемости для всех работ	Объемный вес сухого грунта в г/см <sup>3</sup>	
20 кгм	40 кгм	60 кгм	80 кгм	100 кгм		минимальный	максимальный
0.028	0.0237	0.0186	0.0154	0.0124	0.0194	1.766	1.910
0.0332	0.035	0.0314	0.0264	0.0207	0.0272	1.790	1.940
0.0193	0.0303	0.0328	0.0386	0.0301	0.0272	1.730	1.906
0.0259	0.025	0.0204	0.0167	0.010	0.0203	1.958	2.020
—	0.0246	—	—	—	—	1.448	1.746
—	0.0085	—	—	—	—	1.524	1.624
0.0024	0.0027	0.0033	0.0041	0.0040	0.0032	1.610	1.630
0.0275	0.0275	0.0299	0.034	0.0376	0.0253	1.678	1.870

Таким образом устанавливается, что оптимальная влажность колеблется в значительных пределах в зависимости от характера грунта и уплотняющей работы.

Анализируя изложенный материал, можно сделать такие выводы.

1. С увеличением влажности грунта при сохранении постоянной работы объемный вес увеличивается до предела, после которого увеличение влажности вызывает уменьшение объемного веса.

2. Способность грунта к уплотнению может быть охарактеризована коэффициентом уплотняемости.

3. По коэффициенту уплотняемости можно судить о необходимой степени точности контроля влажности в процессе уплотнения тела насыпи.

4. Оптимальная влажность, колеблющаяся в значительных пределах для различных грунтов и уплотняющих работ, является той величиной, при которой данный метод уплотнения дает наибольший производственный эффект.

5. В качестве показателей, характеризующих качество грунта, могут быть приняты следующие величины: коэффициент уплотняемости, оптимальная влажность и объемный вес сухого грунта при оптимальной влажности грунта и данной работе.

## 5. Контроль степени плотности грунта при укладке его в тело сооружения

Грунт, образцы которого исследованы в лабораторной обстановке, должен укладываться в тело земляного сооружения с таким расчетом, чтобы его физическое состояние соответствовало установленному в лаборатории. Это часто трудно осуществимо, так как методы уплотнения в полевой обстановке не всегда совпадают с лабораторными. Перенесение лабораторных методов уплотнения в полевую обстановку возможно только при уплотнении насыпи ударными ручными или механическими трамбовками (например

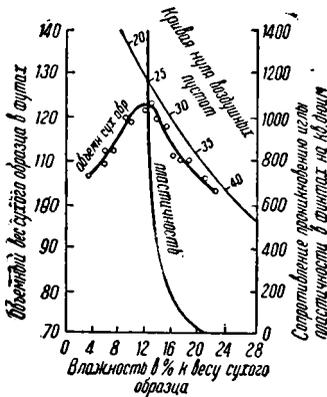
Таблица 3

№ образца	Работа в кгм						
	5	10	20	40	60	80	100
	Оптимальная влажность в %						
1	24.0	19.6	16.3	15.0	14.6	14.1	13.8
2	22.9	18.9	15.8	13.8	13.0	12.5	12.2
3	24.8	21.3	17.7	14.4	13.9	13.3	12.9
4	19.0	15.9	12.8	10.8	10.3	9.9	9.7
5	—	—	—	18.3	—	—	—
6	—	—	—	20.7	—	—	—
8	—	22.0	18.1	16.1	15.1	14.4	14.0

типа «Комсомолец», Менк и Гамброк). При укатывании же насыпей различного рода катками такая возможность отсутствует. Эти обстоятельства вынуждают искать косвенные способы определения идентичности уплотнения грунта в полевых и лабораторных условиях.

Одним из способов контролирования соответствия уплотненности и влажности насыпи с выбранными в лаборатории является метод проникновения иглы, применявшийся Проктором, Кемпбэллом и Мосволгостроем. Заключается он в следующем.

После нескольких проходов катка по уплотняемому слою на уплотненный грунт давят штампом, обычно круглого сечения (Проктор), имеющим



Фиг. 8.

площадь сечения около  $1 \text{ см}^2$ . Замечают давление, необходимое для вдавливания штампа в грунт на определенную величину (около 1 см). Скорость проникновения штампа в уплотненный грунт должна быть постоянной (около 13 мм/сек). Величина давления, необходимая для проникновения в грунт, сравнивается с величиной давления, определенной аналогичным же способом для данного грунта в лабораторных условиях. Величина давления, меньшая лабораторной, указывает на недостаточную укатанность грунта и на необходимость дополнительной проходки катком. Контрольные показания вдавливания штампа должны распределяться равномерно по всей горизонтальной поверхности укатываемого слоя. Для большего удобства Проктор строит в лабораторных условиях график зависимости величины вдавливания от влажности, помещенный на фиг. 8. Получившаяся в виде графика характеристика грунта помогает наблюдателю выбрать нужное показание иглы, которое соответствует заданному объемному весу. Зависимость, выведенная Проктором, в основном подтверждается нашими исследованиями.

## 6. Зависимость степени плотности от уплотняющей силы. Критическая, максимальная критическая и рациональная работы

По данным опытов, устанавливающих зависимость между объемным весом и влажностью, можно построить графики зависимости степени плотности грунта от уплотняющей силы, если определить по фиг. 7 объемный вес и уплотняющую работу при постоянной влажности. Эта зависимость приведена на фиг. 9.

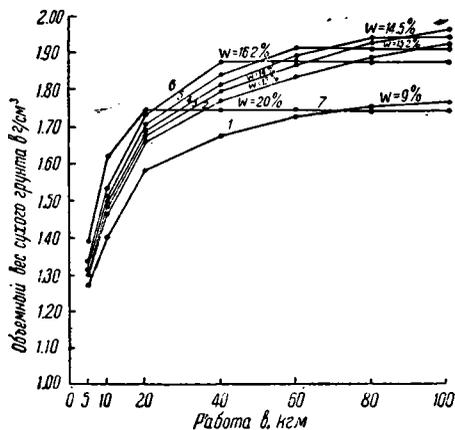
Из приведенных кривых следует, что эффективность уплотнения быстро растет при увеличении работы от 0 до 30—40 кгм. При дальнейшем увеличении работы эффективность уплотнения резко падает. Действительно, по кривой 1 (фиг. 9) видно, что увеличение работы от 30 до 40 кгм (на 10 кгм) дает приращение объемного веса в  $0.045 \text{ г/см}^3$ , а увеличение работы от 80 до 90 кгм (тоже на 10 кгм) повышает объемный вес только на  $0.01 \text{ г/см}^3$ . При увеличении работы кривая переходит в прямую параллельно оси абсцисс, т. е. при дальнейшем приращении работы объемный вес грунта остается постоянным. Точку, в которой кривая переходит в прямую, будем называть критической точкой, а работу, соответствующую этой точке, — критической работой.

Критическая работа растет с увеличением влажности до известного предела, после которого она начинает снижаться. Такой же закономерности подчиняется объемный вес, соответствующий критической работе. Ту критическую работу, которая лежит в пределах эффективности и при которой достигается наибольший объемный вес, мы называем максимальной критической работой. О зависимости между максимальной

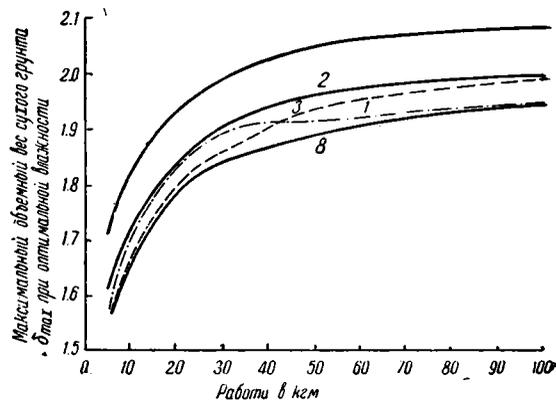
критической работой и влажностью, при которой она получается, будет сказано несколько ниже. Здесь же отметим, что максимальная критическая работа является наименьшей величиной, при которой достигается наибольшее уплотнение. Для иллюстрации этого положения приведем фиг. 9а, дающую представление о зависимости максимального объемного веса от уплотняющей работы.

Из приведенного примера (фиг. 9а) следует, что максимальная критическая работа практически колеблется для исследованных грунтов в пределах от 25 до 40 кгм.

Здесь нам кажется удобным расчлнить понятия о критической и рациональной работах. Как отмечалось выше, критическая работа имеет вполне определенную величину для данной степени влажности, причем эта величина колеблется с изменением влажности. Под рациональной работой следует понимать максимальную критическую работу при той влажности, которая соответствует естественной влажности грунта. Такая



Фиг. 9.



Фиг. 9а.

работа (рациональная) весьма экономична, так как грунты из карьера могут идти в тело сооружения без предварительной обработки. Указанные соображения приводят к следующим выводам.

1. Эффективность уплотнения грунта при постоянной влажности растет, примерно, от 0 до 40 кгм.

2. Критическая работа увеличивается от нуля до определенной влажности, после которой она начинает уменьшаться.

3. Максимальная критическая работа для исследованных грунтов колеблется в пределах от 25 до 40 кгм.

4. Понятие рациональной работы дает представление об экономической целесообразности использования грунтов того или иного карьера.

5. В качестве показателей качества грунта могут быть приняты:

- а) максимальная критическая работа,
- б) рациональная работа.

## 7. Рациональное распределение уплотнения в теле насыпи. Компрессионные испытания грунта

Большинство вододерживающих сооружений может испытывать некоторые деформации за счет уплотнения или разбухания грунта. Вполне очевидно, что осадка тела земляной плотины или дамбы вызывается главным образом недостаточным уплотнением грунта в процессе укладки; разбухание же — переуплотнением его.

Уплотненный грунт, уложенный в тело плотины или дамбы, испытывает давление тем большее, чем ниже залегает рассматриваемый слой. Пренебрегая некоторыми, довольно незначительными отклонениями, можно принять, что давление на нижележащий слой равно весу столба грунта, расположенного над данным слоем. Рабочее состояние такой насыпи предполагает, что грунт в ней состоит из двухфазной системы: минеральные частицы и вода. Зависимость между давлением и плотностью для такого состояния подчиняется закономерности, вскрытой К. Терцаги, и может быть получена путем производства компрессионных испытаний. Таким образом могут быть опытным путем получены условия равновесия между внутренними усилиями, развивающимися в грунте, и внешним давлением.

Определив эти условия для грунта, предназначенного в тело земляного сооружения, т. е. построив для него компрессионную кривую, можно по ней определить ту плотность данного слоя, которая соответствует давлению вышележащего столба грунта. Как известно, эта плотность будет увеличиваться с увеличением давления, т. е. с приближением к основанию насыпи. Придав каждому элементарному слою насыпи плотность, соответствующую давлению на него, и уравнив тем самым внутренние силы грунта с внешним давлением, можно рассчитывать на известную гарантию от больших и неравномерных деформаций насыпи.

Одновременно к таким выводам пришел Н. Н. Веригин (1936), детально развивший эту мысль и давший аналитический метод расчета рационального распределения плотности в теле плотины.

Отсылая для более детального знакомства к работе Н. Н. Веригина (1936), отметим лишь, что расчет рационального распределения уплотнения не исключает возможности деформации насыпи, так как деформация может произойти за счет других причин: за счет уплотнения основания, бокового перемещения грунта, явлений суффозии.

Таким образом, приходим к выводу, что исследование компрессионных свойств грунта и, в частности, получение коэффициента уплотнения (по Терцаги) является одним из основных испытаний, по которым рассчитывается устойчивость насыпи.

### III. ОЦЕНКА КАЧЕСТВА ГРУНТА

#### 1. Оценка качества грунта по величине срезающего усилия

Большинство земляных сооружений работает на срез. Расчет этого вида деформации производится различными методами и с помощью различных формул, в которые входят определяемые лабораторным путем: коэффициент трения и сила сцепления.

Коэффициент трения и сила сцепления зависят от состава грунта, его влажности, плотности и т. д. Действительно, Румянцева, Соболев и Акинина (1937) указывают, что «в настоящее время, кроме того, установлено, что сцепление зависит от уплотнения грунта, влажности, поверхностного натяжения воды и гидродинамических напряжений, которые связаны с изменением условий нагрузки. Увеличение нагрузки, а следовательно, увеличение числа контактов частиц, может значительно повысить связность грунта. Повидимому, сцепление обуславливается не только внутренним давлением за счет капиллярных сил, но в значительной степени зависит от сил молекулярного притяжения частиц грунта. Можно считать, что грунты с большим объемным весом, который указывает на большую степень уплотнения, всегда будут обладать большой силой сцепления». В другой своей работе Румянцева и Шувалов (1936), проделавшие соответствующие опыты, приходят к выводу об увеличении коэффициента трения вместе с увеличением степени плотности грунта. Такого рода зависимости отмечаются и другими исследователями. Приведенного вполне достаточно для того, чтобы утверждать, что срезающие усилия зависят от целого ряда причин, характе-

ризующих физическое состояние и состав грунта. Поэтому становится совершенно ясной необходимость определения срезающих усилий для грунта насыпей при том физическом состоянии исследуемого образца, которое отвечает физическому состоянию тела будущей насыпи.

Так как величины коэффициента трения и сцепления входят в расчет устойчивости насыпи, они, следовательно, могут служить показателями, характеризующими качество грунта как материала для земляных сооружений.

## 2. Оценка качества грунта по величине коэффициента фильтрации

Способность грунта пропускать через себя воду имеет особое значение для земляных насыпей, предназначенных для удержания воды.

Через водоудерживающее земляное сооружение проходит поток воды, двигающийся со скоростью, зависящей от гидравлического градиента и коэффициента фильтрации. Увеличение той или иной величины повлечет за собой увеличение скорости течения воды. Скорость течения может достигнуть таких пределов, при которых будет происходить вымывание частиц грунта, образовываться пустоты, что повлечет за собой осадку или даже полное разрушение насыпи. В нашу задачу не входит анализ величин скоростей, при которых происходит вынос частиц того или иного диаметра. В настоящее время существуют способы определения таких скоростей, и нет необходимости на них останавливаться.

Гидравлический градиент не может являться показателем свойств грунта, так как он изменяется независимо от самого грунта.

Коэффициент фильтрации, по которому можно с той или иной степенью точности определить вымывающие скорости, зависит от состава и физического состояния грунта, так как изменение последних влечет за собой и изменение величины коэффициента фильтрации. Поэтому необходимо для оценки свойств грунта, уложенного в тело фильтрующей насыпи, производить определение коэффициента фильтрации для того физического состояния, которое грунт имеет в теле насыпи.

Существуют различные методы определения коэффициентов фильтрации связанных грунтов и различные приборы для их определения. В некоторых случаях определение коэффициентов фильтрации связанных грунтов ведется без учета разбухания насыщаемых водой грунтов, что ведет к увеличению их пористости и искажению получаемых величин.

Приведенные обстоятельства, а также и возникшая необходимость определения коэффициента фильтрации при уплотнении грунта не только статической, но и динамической нагрузкой, по принятому нами способу, побудили разработать конструкцию прибора, удовлетворяющую и этому специфическому требованию.

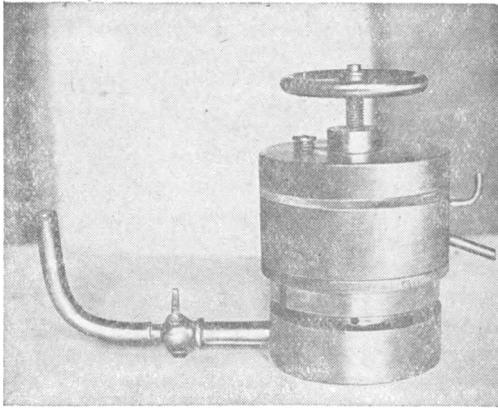
Определение коэффициента фильтрации в приборе Коломенского сходно с определением его в приборе Терцаги. Принципиальным отличием прибора Коломенского является то, что в предлагаемом приборе сохранение постоянной пористости может достигаться как нагрузкой от пресса, так и применением арретирного винта 7 (фиг. 10, 10а).

Определение фильтрационных свойств искусственно уплотненных грунтов отличается некоторыми особенностями и требует более детального описания, которое приводится ниже.

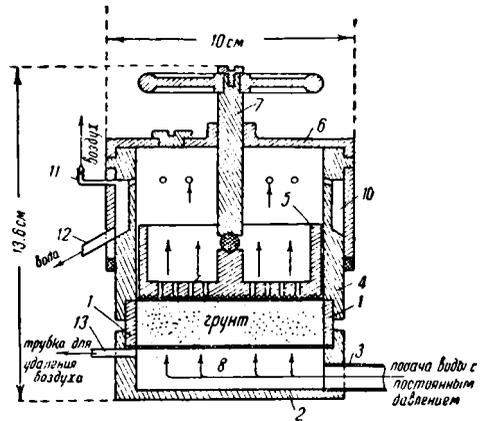
Грунт подготавливается так же, как и для определения оптимальной влажности. Увлажненный грунт загружается в особую разборную форму большими порциями. Форма (фиг. 11, 11а) состоит из внешнего сплошного цилиндра с отвинчивающимся дном и из 9 внутренних рабочих колец, высота которых одинакова и равна 2 см, а внутренний диаметр 7.6 см. Они очень плотно пригнаны по внутреннему диаметру внешнего цилиндра и входят в него, составляя внутренний разборный цилиндр. Кольца эти двух типов: три кольца имеют с обеих сторон внешнюю нарезку и называются

«рабочие кольца с нарезкой» и шесть колец — совершенно гладко обточенные.

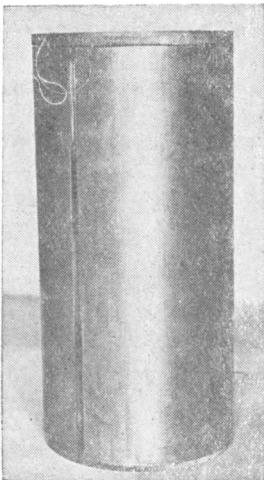
Рабочие кольца с нарезкой размещаются по высоте: одно кольцо — у самого дна, второе — в середине цилиндра и третье — ближе к верхней части. Остальные кольца располагаются между ними. Такое расположение колец диктовалось тем обстоятельством, что степень уплотненности грунта распределяется неравномерно по высоте цилиндра, уменьшаясь с глубиной. В процессе испытания выяснилось, что для получения средней



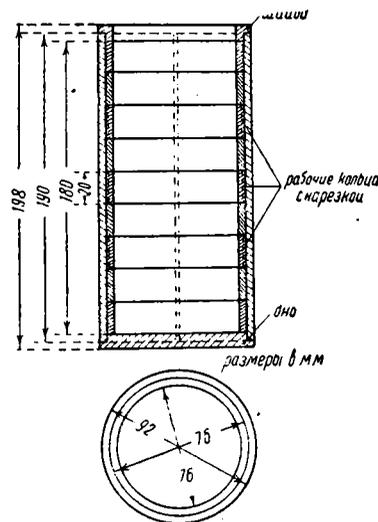
Фиг. 10.



Фиг. 10а.



Фиг. 11.



Фиг. 11а.

цифры коэффициента фильтрации грунта можно ограничиться испытаниями фильтрационных свойств средней части слоя. Для того чтобы кольца в процессе уплотнения не расходились, они закрепляются шайбой, ввертываемой в верхнюю часть внешнего цилиндра. В собранную форму загружают грунт указанным выше способом и производят уплотнение на копре Пэджа или иным способом при данной работе, причем уплотняющая работа и влажность выбираются предварительно по кривым оптимальной влажности. По окончании процесса уплотнения вывертывают из цилиндра дно, отвертывают закрепляющую шайбу и выталкивают внутренний цилиндр, состоящий из колец. Выталкивание колец из цилиндра осуществляет-

ся очень легко, если внешний цилиндр разрезан с одной стороны по длине. Кольца отделяются друг от друга, и грунт, находящийся в «рабочих кольцах с нарезкой», обрезается на уровне краев колец. Эти кольца, заполненные уплотненным грунтом, переносятся в фильтрационный прибор (фиг. 10а).

Из остальных колец берется проба грунта для определения влажности весовым способом.

На рабочее кольцо 1, в которое загружен грунт, навертывается дно 2, имеющее изогнутую вводную трубку 3. Между грунтом и камерой помещается перфорированная металлическая прокладка и слой фильтровальной бумаги. Сверх грунта укладывается такой же слой фильтровальной бумаги и перфорированная пластинка. На верхнюю нарезку рабочего кольца навертывается каркас 4, служащий направляющим для поршня 5. Каркас оканчивается крышкой 6, через которую по резьбе проходит арретирный винт 7, не дающий поршню возможности подниматься вверх. Для центрировки между арретирным винтом и поршнем кладется в специальное углубление стальной шарик. В отверстие для арретирного винта может быть ввернута муфта, в которую можно пропустить шток и поставить грунт под пресс любой конструкции. Вода подается с постоянным напором по трубке 3, попадает в камеру 8, проходит через грунт, доходит до сливных отверстий 9 и заполняет приемную камеру 10. Воздух, вытесняемый поступающей в приемную камеру водой, удаляется через капиллярную трубку 11. Воздух из камеры 8 удаляется через трубку 13. Расход воды по времени измеряется при подаче ее в вводную трубку и при выходе профильтровавшейся воды из приемной камеры. Возможность испарения воды ограничена применением для сообщения с наружным воздухом капиллярной трубки 12.

Коэффициент фильтрации вычисляется по формуле:

$$K = \frac{Q \cdot l}{h \cdot F \cdot t} \text{ см/сек,} \quad (12)$$

где  $Q$  — расход воды в см<sup>3</sup>/сек.

$l$  — длина пути фильтрации, т. е. высота слоя грунта в см,

$h$  — напор в см,

$F$  — площадь грунта в см<sup>2</sup>,

$t$  — время в сек.

Результаты испытания фильтрационных свойств искусственно уплотненных грунтов записываются в таблицу (табл. 4).

Таблица 4

№ образца: 9.

Откуда взят образец и № выработки: Волго-Донской канал, из скв. № 1014, с глубины 1.05—3.15 м.

Характеристика образца: аллювиальный глинистый песок.

Уплотняющая работа: 10 кгм.

Влажность грунта при уплотнении: 11.7%.

Объемный вес сухого грунта: 1.683 г/см<sup>3</sup>.

№ опыта	Общий расход в см <sup>3</sup>	Время			Фильтрующая площадь в см <sup>2</sup>	Напор в см	Длина пути фильтрации в см	Коэффициент фильтрации $K$ в см/сек.
		от	до	общее в сек.				
1	22.2	7/XII	7/XII	9300	43.3416	20.2	2.0	5.45·10 <sup>-6</sup>
2	18.1	13 ч. 55 м. 8/XII	16 ч. 30 м. 8/XII	5400	43.3416	28.2	2.0	5.1·10 <sup>-6</sup>
3	11.9	10 ч. 30 м. 8/XII	12 ч. 00 м. 8/XII	3780	43.3416	27.9	2.0	4.9·10 <sup>-6</sup>
5	24.5	12 ч. 00 м. 8/XII	13 ч. 03 м. 8/XII	8160	43.3416	27.8	2.9	4.8·10 <sup>-6</sup>
		13 ч. 03 м.	15 ч. 19 м.					

Испытание прибора, изображенного на фиг. 10, показало, что коэффициенты фильтрации, полученные для уплотненных глинистых песков (аллювий р. Дон), для пескольных замеров при различных градиентах весьма близки друг к другу (табл. 4).

Этот прибор позволяет определить коэффициент фильтрации грунтов с учетом того физического состояния их, которое имеет грунт, уложенный в тело земляной насыпи.

Определяя коэффициент фильтрации при различных градиентах, можно попутно получить те градиенты, при которых начинается явление выноса частиц грунта. Так как скорость грунтового потока пропорциональна коэффициенту фильтрации, последний может служить показателем качества грунта.

### 3. Оценка качества грунта по количеству воднорастворимых солей

По целому ряду соображений бывает возможно возведение земляных сооружений из грунтов, содержащих воднорастворимые соли. Присутствие в грунте воднорастворимых солей еще не является отрицательным свойством грунта. Засоленный грунт может изменять свою плотность за счет растворения солей и выноса их из грунта фильтрующими водами. Учитывая долговечность земляных сооружений, можно полагать, что все воднорастворимые соли будут удалены из грунта и последний осядет на величину, соответствующую объему вымытых солей. Тогда осадка  $\Delta h$  выразится в виде формулы:

$$\Delta h = \frac{\delta - \delta_1}{\delta} \cdot h, \quad (13)$$

где  $\delta$  и  $\delta_1$  — объемный вес до и после выноса солей,

$h$  — высота насыпи.

Вышеизложенное приводит к такому выводу: зная количество воднорастворимых солей, можно определить осадку земляного сооружения, происшедшую за счет вымывания воднорастворимых солей, и определить допустимую величину осадки, а по этой величине — допустимое количество содержания в грунте воднорастворимых солей, рассчитывая на полный вынос последних.

Надо заметить, что одно лишь процентное содержание воднорастворимых солей может отражать действительное положение вещей только в том случае, если воднорастворимые соли содержатся в небольшом количестве и равномерно распределены по всей массе породы. Очень часто воднорастворимые соли встречаются в породе в виде отдельных пропластков, гнезд, жил. В последнем случае даже не столь значительное содержание солей может повести к неравномерной осадке, образованию пустот; последнее обстоятельство может послужить толчком к развитию явлений вымыва грунта. Всякая порода, идущая в тело земляной насыпи, должна изучаться с целью установления характера, количества и равномерности распределения отдельных компонентов грунта.

Мы не останавливаемся на других явлениях, зависящих от химического состава грунта (например явления изменения физического состояния грунта за счет удаления отдельных солей и замены поглощенных оснований и т. п.).

### 4. Оценка качества грунта по механическому составу

Механический состав исследованных грунтов приведен в табл. 5, изображен в виде суммарных полулогарифмических кривых на фиг. 12 и в виде треугольника Фере на фиг. 13.<sup>1</sup> Кроме того, на фиг. 14 дано сопостав-

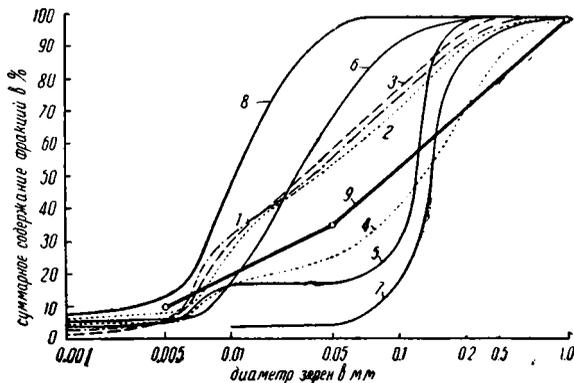
<sup>1</sup> Фиг. 12 и 13 заимствованы из статьи В. А. Приклонского, вып. 23.

ление грунтов по механическому составу и свойствам, могущим характеризовать грунт как материал.

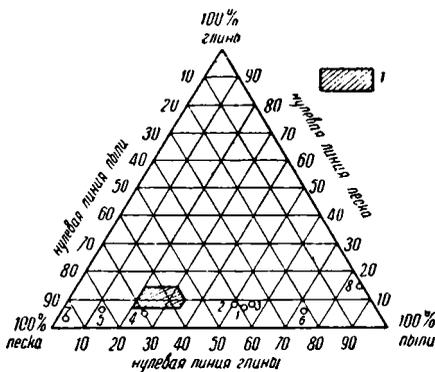
Из приведенных графиков видно, что механический состав оказывает сильное влияние на уплотняемость грунта.

Как отмечалось выше, за показатель уплотняемости нами принимается объемный вес сухого грунта. Если грунты, приведенные в табл. 5, классифицировать по степени уплотняемости, то они распределятся в такой убывающей последовательности: 4, 2, 1, 3, 8, 5, 7, 6. По абсолютной величине объемного веса их можно разбить на три группы:

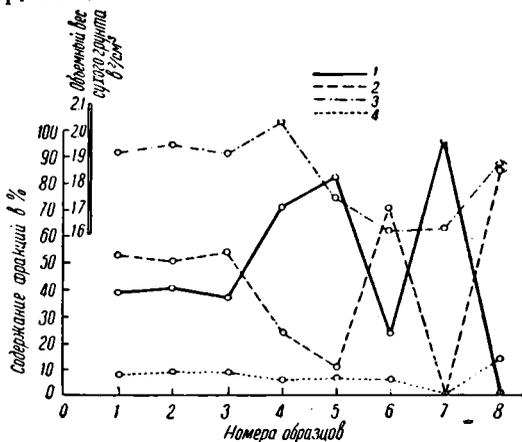
- 1-я группа — обр. № 4,
- 2-я группа — обр. № 1, 2, 3, 8, 5,
- 3-я группа — обр. № 6, 7.



Фиг. 12.



Фиг. 13.



Фиг. 14.

Таблица 5

№ образцов	Диаметр фракции в мм										Наименование породы по классификации дорожной конференции
	1.00—0.25	0.25—0.05	0.05—0.01	0.01—0.005	0.005—0.001	>0.001	>0.01	Песок 1—0.05	Иль 0.05—0.005	Глина 0.005	
Содержание фракции в %											
1	6.01	33.00	28.44	24.35	4.36	3.84	32.55	39.01	52.79	8.20	Супесь тяжелая пылеватая
2	9.80	30.91	28.11	22.24	3.07	5.87	31.18	40.71	50.35	8.94	То же
3	5.15	31.65	31.47	22.78	7.68	1.27	31.73	36.80	54.25	8.95	То же
4	25.10	45.26	11.40	12.42	1.52	4.30	18.24	70.36	23.82	5.82	Супесь легкая
5	0.46	31.13	1.43	9.78	1.54	5.66	16.98	81.59	11.21	7.20	Супесь тяжелая
6	0.13	22.95	57.48	12.86	0.51	6.07	19.44	23.08	70.34	6.58	Супесь легкая пылеватая
7	11.70	83.96	следы не определялись				4.34	96.66	не определялись		Очень мелкий песок
8	0.06	1.13	49.27	35.35	5.94	8.25	49.54	1.19	84.62	14.19	Суглинок легкий пылеватый

Сопоставление этой группировки с суммарными полулогарифмическими кривыми показывает, что с увеличением разнородности состава грунта повышается его способность к уплотнению. Действительно, 1-я группа грунтов обладает наибольшей разнородностью, а 3-я — наименьшей.

Местоположение точек в треугольнике Ферре также характеризует зависимость уплотняемости от механического состава. Наиболее хорошо уплотняемые грунты приближаются по составу к оптимальным смесям, применяемым в дорожном деле, состав которых указан на фиг. 13 заштрихованным участком. Взяв примерный средний состав оптимальной смеси равный 10% глины, 25% пыли и 65% песка, можно изобразить этот состав в виде суммарной логарифмической кривой (фиг. 12, кривая 9). По механическому составу к оптимальной суммарной кривой ближе всего подходит образец № 4, затем образцы № 1, 2, 3, т. е. следует той последовательности, которая приведена выше. Эта закономерность позволяет думать, что наиболее благоприятными для уплотнения будут грунты, приближающиеся к составу оптимальных смесей. Последние же, как показали дорожные исследования (1,6), обладают большой устойчивостью.

Здесь уместно высказать некоторые соображения, которые в дальнейшем должны подвергнуться более детальной разработке и проверке.

Генезис того или иного грунта оказывает существенное влияние как на размер, так и на форму частиц.

Из капиллярной теории проф. Р. И. Покровского (1933) следует, что частицы окатанные будут уплотняться лучше, чем частицы угловатые. Также известно, что механический состав рыхлых морских отложений более однороден, чем состав континентальных отложений. Выше были установлены преимущества разнородных грунтов перед однородными.

Отсюда можно сделать вывод в пользу четвертичных отложений как материала для земляных сооружений и необходимости изучения генезиса тех грунтов, которые предназначаются для земляных сооружений.

Суммируем:

1. Уплотняемость грунтов зависит от механического состава их.

2. Наибольшую способность к уплотнению проявили грунты, состав которых приближается к оптимальным смесям, обладающим большой устойчивостью (по данным дорожной практики).

3. При выборе материала для тела земляного сооружения, проектируемого из уплотненных грунтов, следует отдать предпочтение такому грунту, состав которого близко подходит к следующему:

глины (фракции меньше 0.005 мм) — 10%.

пыли (фракции от 0.005 до 0.05 мм) — 25%.

песка (фракции от 0.05 до 1 мм) — 65%.

4. При выборе материала для уплотненных грунтовых насыпей следует изучать форму зерен грунта. Предпочтение должно быть отдано грунту, состоящему из окатанных зерен, как более легко уплотняемому.

5. Полевые разведки материала для грунтовых уплотненных насыпей должны сопровождаться изучением генезиса отложений. Генезис породы дает первое представление о способности грунтов к уплотнению.

## **5. Оценка качества грунтов по физико-механическим и водным свойствам**

Впервые сопоставление физико-механических свойств с уплотняемостью грунтов было сделано В. А. Приклонским.

Здесь же мы попытаемся несколько развить мысли В. А. Приклонского с целью выявления тех свойств грунта, которые могли бы служить показателями качества последнего.

В табл. 6 приведены физико-механические свойства грунтов, подвергшихся исследованию.

Таблица 6

№ образца	Удельный вес	Максимальная гигроскопичность по Митчерлиху	Максимальная молекулярная влагоемкость по Лебедеву <sup>1</sup>	Показатели Аттерберга в %			Объемный вес сухого грунта в г/см <sup>3</sup>	
				верхний предел пластичности	нижний предел пластичности	число пластичности	при нижнем пределе пластичности	при верхнем пределе пластичности
1	2.69	5.82	17.11	36.61	15.32	17.29	1.905	1.433
2	2.72	5.59	16.52	31.91	15.06	16.85	1.930	1.456
3	2.72	6.60	16.74	35.79	16.38	19.41	1.882	1.379
4	2.67	4.15	12.32	22.98	12.98	10.00	1.982	1.654
5	2.65	7.02	20.32	33.92	17.94	15.98	1.798	1.395
6	2.77	4.61	11.85	36.78	26.43	10.35	1.599	1.372
7	2.67	0.52	2.80	н е п л а с т и ч е н				
8	2.72	6.53	17.38	37.02	17.16	19.86	1.854	1.355

В табл. 7 приведено сопоставление объемных весов сухого грунта при пределах пластичности с максимальными объемными весами сухого грунта, достигнутыми уплотнением при различных работах.

Таблица 7

№ образца	Объемный вес сухого грунта при пределах пластичности по Аттербергу в г/см <sup>3</sup>		Работа в кгм						
			3	10	20	40	60	80	100
	нижний предел	верхний предел	Максимальный объемный вес сухого грунта (при оптимальной влажности) в г/см <sup>3</sup>						
1	1.905	1.433	1.567	1.706	1.842	1.910	1.926	1.944	1.958
2	1.930	1.456	1.612	1.722	1.840	1.940	1.976	1.998	2.006
3	1.882	1.379	1.574	1.666	1.794	1.906	1.956	1.980	1.998
4	1.982	1.654	1.710	1.824	1.938	2.028	2.062	2.086	2.098
5	1.798	1.395	—	—	—	1.746	—	—	—
6	1.599	1.372	—	—	—	1.624	—	—	—
8	1.854	1.355	—	1.668	1.796	1.870	1.910	1.938	1.956

Таблица заимствована из работы В. А. Приклонского.

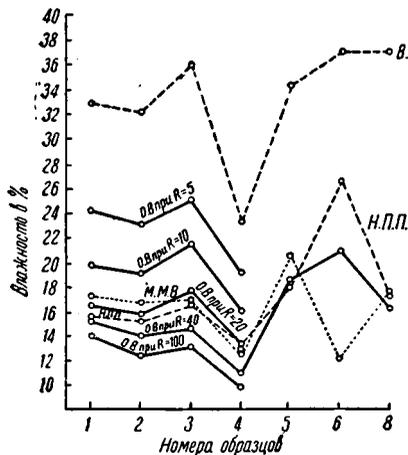
Как ранее было уже указано, возрастание объемного веса с увеличением работы постепенно затухает и, начиная с работы 40 кгм, практически остается постоянной величиной, изменяясь в интервале от 40 до 100 кгм максимум на 0.09 г/см<sup>3</sup>. Эта закономерность отмечалась нами при описании зависимости объемного веса грунта от уплотняющей работы.

Если сравнить величины объемного веса, достигнутого при уплотнении, с объемными весами, соответствующими пределам пластичности, устанавливается, что порядок цифр объемного веса при нижнем пределе пластичности соответствует порядку цифр объемных весов, достигнутых при предельном уплотнении. Разница между ними не превышает обычно 0.1 г/см<sup>3</sup>. Это сопоставление приводит к весьма важному практическому выводу: объемный вес, соответствующий нижнему пределу пластичности, меньше того предельного объемного веса, которого можно добиться при уплотнении грунта, на величину, примерно равную 0.1 г/см<sup>3</sup>. Можно провести сопоставление и между оптимальной влажностью, максимальной молекулярной влагоемкостью (по Лебедеву) и пределами пластичности.

<sup>1</sup> Определялось центрифугированием.

Как видно из фиг. 15, оптимальная влажность при всех работах приблизительно пропорциональна пределам пластичности и максимальной молекулярной влагоемкости. Отклонения от этой закономерности показывают только образцы: № 6 (максимальная молекулярная влагоемкость несколько отклоняется) и № 8 (несколько завышенная оптимальная влажность по сравнению с нижним пределом пластичности). Эти единичные отклонения могут быть отнесены за счет ошибок при производстве опытов.

Нужно также отметить, что абсолютная величина влажности, соответствующей нижнему пределу пластичности, как правило, находится между оптимальными влажностями при работах 20 и 40 кгм. Напомним, что примерно в этом же интервале находится и максимальная критическая работа, определенная для исследованных пород. Отсюда следует,



Фиг. 15.

что та влажность, которая соответствует максимальной критической работе, численно приближается к нижнему пределу пластичности. Более точное установление зависимости между этими величинами и выработка переходных коэффициентов возможны только при исследовании значительного количества типичных грунтов.

Наконец, остановимся на величине естественной влажности, могущей до некоторой степени служить одним из показателей, по которому надлежит производить оценку грунта. Как известно, влажность грунтов в естественном залегании подвержена значительным колебаниям, зависящим, например, от географического местоположения карьера, времени года и т. д. Вполне естественно, что естественная влажность не всегда

будет совпадать с влажностью, выбранной для уплотнения, и что потребуются дополнительное увлажнение или подсушивание грунта для того, чтобы получить заданные условия. Для установления количества влаги для дополнительного увлажнения или подсушивания следует производить определения естественной влажности грунтов карьера и путем сопоставления с выбранной оптимальной влажностью определить величину добавки или подсушивания влаги и экономическую целесообразность этой добавки.

Из приведенных сопоставлений и рассуждений можно сделать такие выводы:

1. Абсолютная величина объемного веса при нижнем пределе пластичности (по Аттербергу) приближается к предельному объемному весу грунта, достигаемому уплотнением при работе до 100 кгм.

2. Оптимальная влажность при работах от 5 до 100 кгм пропорциональна пределам пластичности и максимальной молекулярной влагоемкости (по Лебедеву).

3. Влажность, соответствующая максимальной критической работе, близка к нижнему пределу пластичности и максимальной молекулярной влагоемкости.

4. Естественная влажность грунта служит для установления дополнительного количества влаги, на которое нужно увлажнить или подсушить грунт, чтобы получить выбранные оптимальные условия. Сопоставление естественной влажности с выбранной оптимальной влажностью позволяет выявить экономическую целесообразность производства работ.

5. Одним из показателей качества грунта являются пределы пластичности Аттерберга, максимальная молекулярная влагоемкость и естественная влажность.

## IV. ВЫВОДЫ

### Показатели качества грунта

Подводя итоги вышеизложенному, можно сделать следующие выводы:

1. Исследование материала для тела той или иной насыпи нужно производить с такой же степенью тщательности и точности, с которой исследуются грунты основания, так как устойчивость сооружения зависит в одинаковой мере как от материала основания, так и от материала тела насыпи.

2. До последнего времени не было научного подхода к оценке качества грунта, идущего в тело земляных сооружений. Возможность научной оценки грунта упиралась в отсутствие теоретически обоснованных показателей, характеризующих строительные свойства грунта.

3. Проведенные исследования позволяют выделить две группы показателей, характеризующих грунт как материал для тела земляных сооружений.

А) Прямые показатели, входящие в расчет.

Б) Косвенные показатели, т. е. величины, сопоставление которых позволяет выделить относительно благоприятный грунт.

К прямым показателям качества грунта относятся:

а) Величина срезающего усилия.

б) Коэффициент уплотнения.

в) Количество воднорастворимых солей.

г) Коэффициент фильтрации.

Величина срезающего усилия входит в расчет устойчивости сооружения на сдвиг и потому принимается как прямой показатель. Величина срезающего усилия изменяется в зависимости от физического состояния грунта и вертикальной нагрузки. Поэтому определение срезающего усилия для грунтов, предназначенных в тело той или иной насыпи, должно осуществляться на образцах, приведенных в то физическое состояние, которое соответствует работе его в теле сооружения. При современном состоянии лабораторной техники воссоздание условий, в которых будет находиться грунт насыпи, не составляет больших затруднений.

Коэффициент уплотнения, получаемый в результате компрессионных испытаний грунта, является прямым показателем, так как входит в расчет рационального распределения уплотнения в профиле водонасыщенных насыпей. Коэффициент уплотнения зависит от состава грунта, и поэтому определение следует производить для каждого вида грунта, проектируемого в качестве материала для водонасыщенных насыпей.

Количество воднорастворимых солей, присутствующих в грунте, позволяет с известной степенью точности определить осадку насыпи, могущую произойти за счет вымывания из породы воднорастворимых солей и, следовательно, уплотнения грунта. Количество воднорастворимых солей не может являться прямым показателем в том случае, если воднорастворимые соли содержатся в большом количестве или сосредоточены в грунте в виде пропластков, жил, гнезд. Последнее обстоятельство устанавливается геологическими исследованиями и относится к группе косвенных показателей.

Коэффициент фильтрации входит в расчет при определении скорости движения потока воды в насыпи, при которой произойдет вымыв из тела насыпи частиц грунта, угрожающий большими осадками или даже полным разрушением сооружения. Коэффициент фильтрации зависит, кроме механического состава, также от физического состояния грунта и должен определяться при той пористости, которая соответствует пористости грунта насыпи. Определение коэффициента фильтрации при сохранении во время испытания данной пористости возможно производить в приборе Коломенского.

К косвенным показателям качества грунта относятся:

- а) Оптимальная влажность.
- б) Максимальная критическая работа.
- в) Рациональная работа.
- г) Механический состав грунта.
- д) Показатели Аттерберга.
- е) Максимальная молекулярная влагоемкость.
- ж) Коэффициент уплотняемости.
- з) Естественная влажность.
- и) Петрографический анализ.

**Оптимальная влажность** является той влажностью, при которой и при данном методе уплотнения (работе) достигается наивысшая степень уплотнения грунта. Оптимальная влажность — экономически наиболее выгодная, так как такое увлажнение при затрате одной и той же уплотняющей работы позволяет получить максимальную устойчивость сооружения. Сопоставление оптимальной влажности с естественной влажностью грунта позволяет определить то количество влаги, которое необходимо сообщить или удалить из грунта с тем, чтобы получить наибольший эффект.

Оптимальная влажность для различных работ может быть получена при определении уплотняемости грунтов.

**Максимальная критическая работа** является наименьшей величиной, при которой достигается наибольшее уплотнение грунта, и практически колеблется для исследованных глинистых грунтов в пределах от 25- до 40 кгм. Максимальной критической работе соответствует определенная влажность, численно приближающаяся к нижнему пределу пластичности по Аттербергу.

**Рациональная работа** равняется той максимальной критической работе, которая соответствует естественной влажности грунта. Если условия сооружения позволяют принять для уплотнения рациональную работу, исчезает необходимость дополнительного увлажнения или подсушивания грунта, что ведет к значительным экономическим преимуществам такой работы перед другими.

**Механический состав** характеризует способность грунта к уплотнению. Наибольшую способность к уплотнению проявили грунты, состав которых приближается к принятым в дорожной практике оптимальным смесям, обладающим, если можно так выразиться, равномерной разнородностью. Кроме того, способность к уплотнению зависит от формы зерен грунта. Так как механический состав и форма зерен грунта зависят от генезиса породы, последний дает первое представление о способности грунта к уплотнению. С этой точки зрения четвертичные отложения, как более разнородные, имеют преимущество.

По показателям Аттерберга можно судить о способности грунта к уплотнению. Опыты показали, что оптимальная влажность пропорциональна пределам пластичности, что позволяет произвести предварительную относительную оценку грунта.

Нижний предел пластичности, перечисленный на объемный вес, приближается к предельной плотности грунта, достигаемой работой до 100 кгм.

Нижний предел пластичности приближается к влажности, соответствующей максимальной критической работе.

По нижнему пределу пластичности можно составить представление о величине предельного уплотнения грунта и о влажности, при которой получается максимальная критическая работа.

Показатели Аттерберга могут быть определены в любой грунтовой лаборатории.

**Коэффициент уплотняемости** может служить как качественный показатель способности грунта к уплотнению, так как абсолютная величина его увеличивается вместе с ростом способности грунта к уплотнению.

Получается коэффициент уплотняемости из опытов на уплотнение и вычисляется как приращение объемного веса грунта на единицу влажности.

Естественная влажность служит для установления дополнительного количества влаги, на которое нужно увлажнить или подсушить грунт, чтобы получить выбранные условия уплотнения. По величине естественной влажности устанавливается рациональная работа.

Геолого-петрографические исследования служат для предварительного установления пригодности грунта для тела сооружения. Геолого-петрографическими исследованиями устанавливаются генезис, элементы залегания, форма, состав и однородность зерен грунта, распределение и качественное содержание воднорастворимых солей. Геолого-петрографические исследования должны предшествовать детальным лабораторным работам; в результате этих исследований отбираются наиболее подходящие грунты, подлежащие более детальному лабораторному исследованию, намечаются контуры распространения однородных грунтов, на которые можно распространить данные лабораторных исследований, и т. д.

Проведение предварительных геолого-петрографических исследований позволяет сэкономить значительные средства.

#### У. СХЕМА ИССЛЕДОВАНИЯ РЫХЛЫХ ГОРНЫХ ПОРОД КАК МАТЕРИАЛА ДЛЯ ЗЕМЛЯНЫХ СООРУЖЕНИЙ

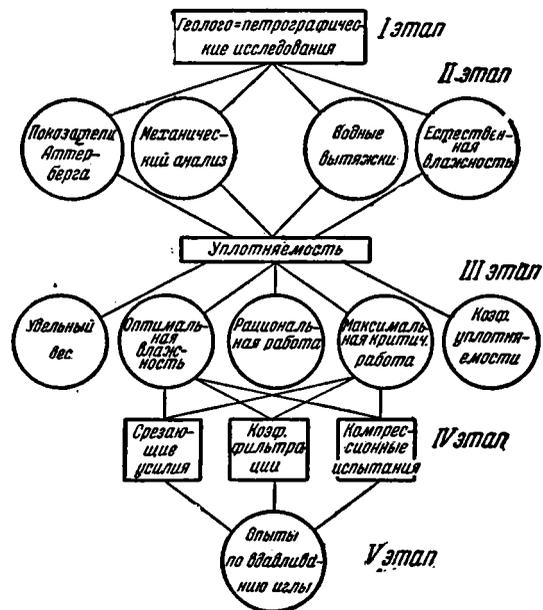
Исследование рыхлых горных пород как материала для земляных сооружений можно разбить на 5 этапов (фиг. 16).

I этап, включающий в себя геологическую съемку, разведку контуров и элементов залегания пласта, изучение генезиса и петрографическое изучение породы и т. д., объединен нами под названием «геолого-петрографические исследования». Геолого-петрографические исследования дают первое общее представление о пригодности грунта для тела сооружения и полное представление о запасах и о возможности эксплуатации грунта.

II этап, включающий лабораторное определение показателей Аттерберга, механический анализ, водные вытяжки и естественную влажность, дает возможность произвести предварительную оценку грунта, сравнить и выбрать грунты, подлежащие детальному лабораторному изучению.

III этап, объединенный под названием «уплотняемость», содержит:

- 1) определение оптимальной влажности;
- 2) определение максимальной критической работы;
- 3) определение рациональной работы;
- 4) определение коэффициента уплотняемости (по В. А. Приклонскому);



Фиг. 16.

б) определение удельного веса.

Производство этих определений позволяет произвести окончательную оценку грунта и выбрать оптимальные условия (например оптимальную влажность), при которых следует возводить земляные сооружения.

Удельный вес не является показателем качества грунта как материала для земляных сооружений. Но он входит в формулу вычисления кривой нуля воздушных пустот, по которой определяется степень насыщения грунта при уплотнении, и в формулу вычисления объемного веса. Поэтому получение лабораторным путем величины удельного веса необходимо.

Опыт показал, что точность определения удельного веса грунта оказывает значительное влияние на изменение кривой нуля воздушных пустот. Поэтому определение удельного веса грунта следует производить с точностью до 0.001, создавая при определении вакуум.

IV этап, содержащий определение срезающих усилий, коэффициента фильтрации и компрессионных испытаний, должен осуществляться после окончания III этапа исследований, так как эти величины должны получаться при условиях, выбираемых по данным III этапа исследований. IV этап исследований дает величины, по которым производится расчет устойчивости сооружения и рациональное распределение плотности грунта в профиле насыпи.

V этап включает опыты по вдавливанию иглы в уплотненный грунт. В результате этого этапа исследований получают данные, по которым можно контролировать выбранную плотность при укладке грунта в тело насыпи.

Отклонение от приведенной схемы исследования или перескакивание через отдельные этапы не дает возможности произвести правильную оценку качества грунта и может повести к нерациональной трате средств.

#### ЛИТЕРАТУРА

- Б ы к о в с к и й Н. И. Дорожное грунтоведение и механика грунтов. Гострансиздат, 1935.
- В а р ш а в с к и й А. Плита для трамбования грунтов. Дорога и автомобиль, 1935, № 8.
- В е р и г и н Н. Н. О способах определения осадки земляных плотин и рациональном распределении плотности насыпи в профиле плотины. Рукопись. Управление Волго—Дона. 1936.
- В о л к о в И. И., П о д њ а к о н о в М. И. Несущая способность грунтовых дорог. Дорога и автомобиль, 1935, № 8.
- Г в о з д е в Ф. И. Постройка земляных плотин. Госстройиздат, 1934.
- И в а н о в Н. Н. и О х о т и н В. В. Дорожное почвоведение и механика грунтов. Гострансиздат, 1934.
- К о л о м е н с к и й Н. В. Универсальный прибор для определения коэффициентов фильтрации связных грунтов. Труды ГИН Акад. Наук. Т. 9, 1939.
- К о л о м е н с к и й Н. В. и П р и к л о н с к и й В. А. Методика изучения способности рыхлых горных пород к уплотнению под действием динамической нагрузки. Труды ГИН Акад. Наук. Т. 9. 1939.
- Л е б е д е в А. Ф. Предел укатки связных грунтов в зависимости от их влажности. Москвавологострой, Дмитров, 1935, № 2.
- М е й с н е р А. Ф. Землебитное строительство. Изд. Мособлисполкома, М. 1932.
- Ш и ч и п о р о в и ч А. А., М и г и н С. И. Об уплотнении грунта при возведении земляных плотин. Гидротехническое строительство, 1937, № 4—5.
- Н и ч и л о р о в и ч А. А., И с т о м и н а В. С. Проектирование и постройка укатанных земляных плотин. ОНТИ, 1936.
- О к с м а н Э. Характеристика грунтов и достигнутые уплотнения Истринской плотины. Москвавологострой, 1934, № 5.
- П о к р о в с к и й Г. И. Капиллярные силы в грунтах, 1933.
- П р и к л о н с к и й В. А. Некоторые данные об уплотняемости рыхлых горных пород под действием динамической нагрузки. (Труды ГИН Акад. Наук. Т. 9. 1939.)
- П р и к л о н с к и й В. А., К о л о м е н с к и й Н. В. Исследование рыхлых пород как материала для земляных сооружений (кампан. неоген). Отчет Управлению Волго—Дона, 1936.
- П р и к л о н с к и й В. А., К о л о м е н с к и й Н. В. Покровные суглинки, аллювиальные отложения. Отчет Управлению Волго—Дона, 1936.

- Румянцева М. Г., Соболев А. М. и Акинина Е. С. К вопросу методики определения трения и сцепления в связных грунтах. Сборн. «Экспериментальные работы по изучению физико-механических и водных свойств грунтов». ОНТИ, 1937.
- Румянцева М. Г., Шувалов П. А. Установление методики и типовой конструкции приборов для определения внутреннего трения в сыпучих грунтах. Рукопись ЦНИГРИ. Л., 1936.
- Свенторжецкий В. В. Земля как строительный материал. Изд. Ленингр. инст. сооружений. Л., 1933.
- Цыплаков В. К вопросу об уплотнении грунтов. Москв. вострой, 1936, № 2.
- Самрелл F. V. Modified Soil Control Proposed for Rolled-fill dam Construction. Eng. News Rec., 1936, January 30.
- Ргостор R. R. Fundamental Principles of Soil Compaction. Eng. News Rec., 1933, August 31, September 4, 21, 27.
- Zimmerman B. G. Laboratory Determination of optimum Soil Moisture. Eng. News Rec., 1935. June 13 and 20.
-

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

<i>Н. В. Коломенский.</i> Исследование трения и сцепления связанных горных пород	1
<i>Н. В. Коломенский.</i> Исследование рыхлых горных пород как материала для насыпей . . . . .	27

Редактор издательства Я р о ш е н к о

Технический редактор П. А. Савельев      Корректор И. Л. Головчинер

---

Сдано в набор 15/IX 1939 г. Подписано к печати 17/II 1940 г. Формат 70×108<sup>1/4</sup>. Объем 3<sup>1/2</sup> п. л.  
Уч.-авт. л. 4,75. Бум. л. 1,75. В 1 п. л. 58000 экз. Тираж 800 экз. Уполн. Главлита № А-22836.  
РИСО № 960. АНИ № 1281. Заказ № 3945.

---

Набрано 1-й образцовой типографией ОГИЗА РСФСР треста Полиграф-  
книга. Отпечатано с матриц 1 тип. НКПС. Москва, Б. Перелазская 46.  
Заказ № 1205.