

Проф. В. В. Охотин, В. Л. Демидов, Г. Ф. Богданов

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ



ЛЕНИНГРАД

1 9 3 5

В. В. Охотин и
Г. Ф. Богданов.

ТРЕНИЕ И СЦЕПЛЕНИЕ В ГРУНТАХ.

Трение и сцепление грунтов являются весьма важными свойствами, так как они обуславливают устойчивость сооружений против горизонтальных и наклонных сил, большая или меньшая трудность обработки грунтов и т. п. Поэтому установление факторов, влияющих на изменение этих свойств, имеет в строительном деле вообще и в дорожном, в частности, большое значение.

Вся совокупность обломочных рыхлых горных пород или грунтов по своим свойствам распадается на две группы: а) сухие грунты — пески, не содержащие в себе ресурсов к цементации и б) грунты связные, в которых все частицы, или большая или меньшая их часть обладают способностью цементировать всю массу грунта.

В грунтах первой группы устойчивость обусловливается сопротивлением составляющих их частиц перемещению; для того, чтобы переместить частицы, необходимо преодолеть существующее между ними трение и потому величина этого трения является показателем их устойчивости. В грунтах второй группы устойчивость зависит не только от трения частиц, но и от их сцепления, обусловливаемого капиллярными силами, достигающим в грунтах этой группы очень больших величин и являющимися ничтожными в грунтах первой группы.

Внутреннее трение песков.

При изучении внутреннего трения песков мы стремились выявить, во-первых, зависимость этого свойства от крупности частиц и, во-вторых, от пористости.

Трение лесков изучалось на приборе системы инж. Пономарева, изображенного на рис. 1. Прибор состоит из

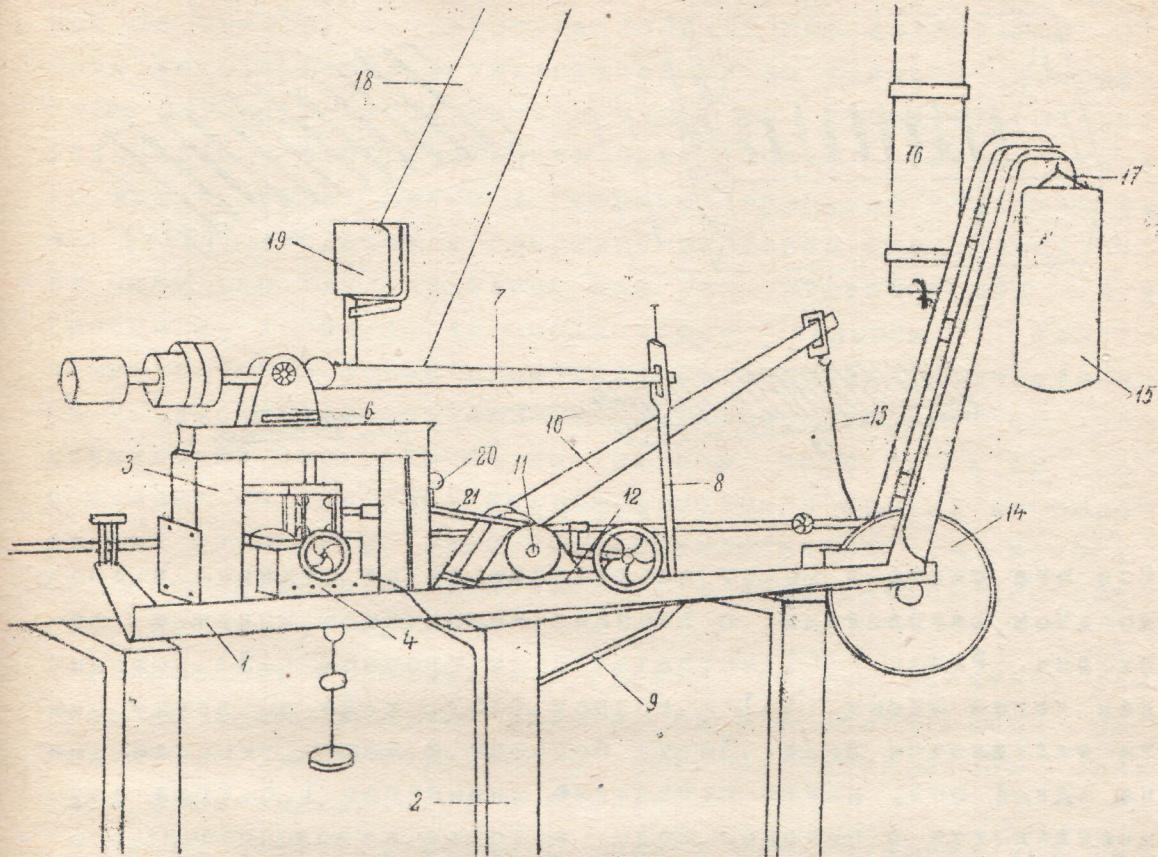


Рис. 1.

станины (1), укрепленной на изогнутых под прямым углом трех железных подставках (2), один конец которых упирается в пол, а другой заделан в стену. На станине имеется четыре стойки (3), соединенные между собой в продольном и поперечном направлениях. Между этими стойками на супорте (4) ставится форма (рис. 2) с испытуемым образцом. Над супортом находится шпиндель (8), связанный с рычагом (7), вращающийся на вариковых подшипниках и имеющий отношение плеч 1:20. С помощью этого рычага и шпинделя осуществляется вертикальная нагрузка на испытуемый образец. В случае больших вертикальных нагрузок рычаг (7) соединяется дужкой (6) с другим рычагом (9), укрепленным на станине и имеющим отношение плеч 1:5. Горизонтальная сила при срыве осуществляется за счет помощью рычага (10), который сидит на вариковых подшипниках.

зипниках в приливах (11), укрепленных на доске (12).

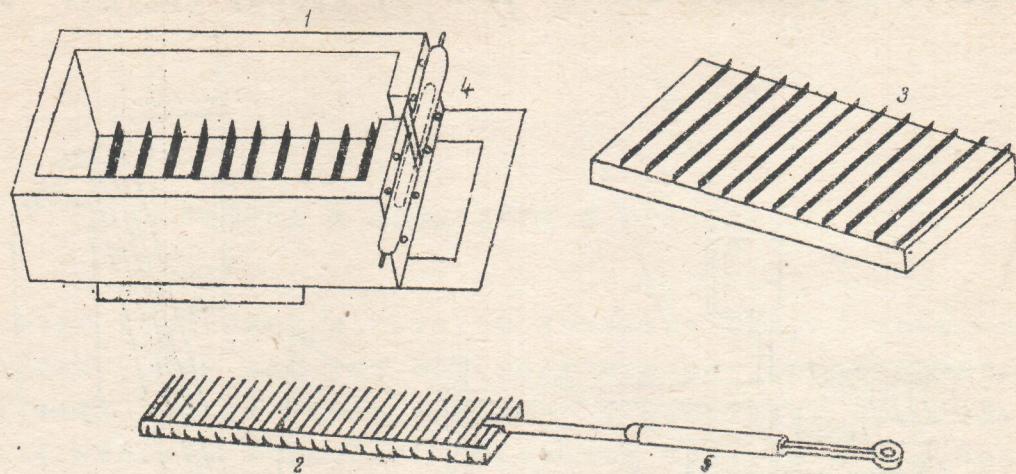


Рис. 2.

Вся эта система может передвигаться по станине в продольном направлении с помощью червячного винта и вестерни. Рычаг (10) металлическим тросом (13) соединен через диски (14) с ведром (15), куда во время опыта наливается вода. Диски большой и малой, укрепленные на одной оси, имеют отношение диаметров 1:5. Срыв осуществляется с помощью воды, которая из водопровода поступает в бак (16) с водомерным стеклом и далее в ведро по трубке (17). В баке имеется поплавок (17), соединенный шнуром (18) с барабаном (19). Опускание поплавка во время опыта, когда вода из бака переливается в ведро, вызывает вращение барабана и по величине его поворота определяется объем воды, поступившей в ведро. Для измерения деформаций в грунте во время опыта служит мессура (20), привинченная к станине; передвижение ртреек мессуры соответствует передвижению гребенки в грунте во время опыта.

Песок для определения в нем трения засыпается в форму (1), изображенную на рис. 2, слоем около двух см, тщательно разравнивается, и поверх него кладется гребенка (2), верхняя и нижняя поверхность которой рифленая. На гребенку насыпается еще слой песка, толщиной около $1\frac{1}{2}$ см, и затем на него кладется крышка (3), через которую передается на песок вертикальная нагрузка. Чтобы

песок во время укладки и последующего уплотнения не высыпался из формы через прорезь, имеющуюся в передней ее стенке, эта прорезь закрывается задвижками (4). Загруженная форма устанавливается на супорте прибора таким образом, чтобы нижняя часть ее передней стенки упиралась в выступ станины и не могла передвигаться во время опыта. Затем с помощью червячной передачи рычаг (21) подводится к гребенке на такое расстояние чтобы ушки его тяги пришли как раз против ушек тяги гребенки, и они тогда соединяются пальцем. Уплотнение песка в форме производится быстрыми подниманиями и опусканиями рычага (7) на крышку формы. Эти постукивания повторяются до тех пор, пока песок не перестанет больше изменять свой объем и крышка не перестанет опускаться вниз. После уплотнения на крышку опускается плиндель, и рычаг (7) загружается соответствующей нагрузкой.

Вывивание гребенки из грунта осуществляется, как указано выше, подачей воды из бака в ведро, вода наливается тонкой струйкой с таким расчетом, чтобы один литр воды наливался в 7-8 минут.

Коэффициент внутреннего трения определяется той силой, которую нужно приложить, чтобы гребенка начала двигаться и рычаг (10) пришел в свое нижнее положение и вычислялся по формуле

$$\varphi = \frac{H}{2P} ,$$

где φ - коэффициент внутреннего трения;

H - горизонтальная сила, приложенная к гребенке;

P - вертикальная нагрузка на образец.

При изучении внутреннего трения песков в зависимости от крупности зерна, были взяты отдельные фракции: 2-1 мм; 1-0,5; 0,5-0,25; 0,25-0,1 и 0,1-0,05 мм. Эти фракции в главной массе являлись кварцевыми, кроме того, в них заметное количество слюды. Внутреннее трение испытывалось при разных вертикальных нагрузках 0,5; 3,4; 6,8 кг/см² и 10,2 кг/см². Результаты испытаний приведены в таблице 1, а также на диаграмме 1.

Таблица 1.

Опыта Н. В. Романова.

Диаметр фракций в мм	Вертикальная нагрузка в кг/см ²			
	0,5	3,4	6,8	10,2
2+1	0,70	0,55	0,33	0,27
1,0 - 0,5	0,58	0,46	0,31	0,29
0,5 - 0,25	0,58	0,45	0,31	0,29
0,25 - 0,1	0,57	0,42	0,32	0,29
0,1 - 0,05	0,57	0,41	0,34	0,35

Как видно из полученных результатов, коэффициент внутреннего трения в отдельных фракциях при малых нагрузках (0,5 кг) уменьшается с уменьшением диаметра частиц и особенно значительное уменьшение наблюдается между фракциями 2-1 мм и 1-0,5 мм.

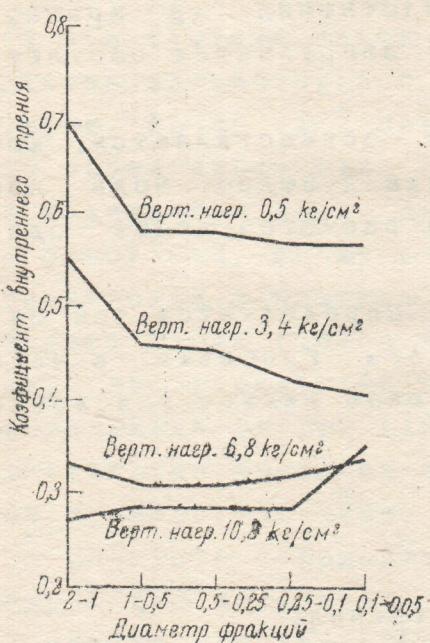


Диаграмма 1.

Коэффициент внутреннего трения в грунтах из фракций.

только в том, что наиболее крупная фракция 2-1 мм, которая при меньших нагрузках имела наибольший коэффициент внутреннего трения по сравнению с другими, здесь дает наименьшую величину, а самая тонкая фракция дает величину наибольшую, т.е. тенденция к повышению коэффициента внутреннего трения с уменьшением диаметра.

При вертикальной нагрузке в 10,2 кг изменение коэффициента трения то же, что и при нагрузке в 6,8 кг, разница состоит

фициента в этой фракции выявилась более отчетливо.

Изменение коэффициента внутреннего трения в каждой фракции в зависимости от вертикальной нагрузки представлено на диаграмме 2. Как видно из этой диаграммы, все фракции с увеличением вертикальной нагрузки уменьшают коэффициент внутреннего трения. Наиболее резкое уменьшение коэффициента наблюдается во всех фракциях при увеличении вертикальной нагрузки до 6,8 кг, а дальше уменьшение идет более медленно. К таким же выводам пришел Ка-Тердаги, установив, что при нулевых нормальных давлениях коэффициент внутреннего трения достигает наибольшей величины и, по мере увеличения давления на грунт, падает сначала резко, а затем медленно.

Рассматривая отдельные фракции, можно видеть, что наиболее значительное падение коэффициента наблюдается в самой крупной фракции 2-1 мм, с уменьшением же диаметра фракции, изменение в сторону падения коэффициента уменьшается.

Что же касается фракции 0,1-0,05 мм, т.е. самой мелкой из подвергнутых испытанию, то при увеличении вертикальной нагрузки от 6,8 до 10,2 кг в ней совсем не наблюдается уменьшения, а даже наоборот, слабое повышение.

При исследовании коэффициента внутреннего трения в песках М.Х.Пигулевский¹⁾ приходит к выводу, что величина коэффициента внутреннего трения, с увеличением нагрузки, зависит от коррозии (разрушения) зерен; если

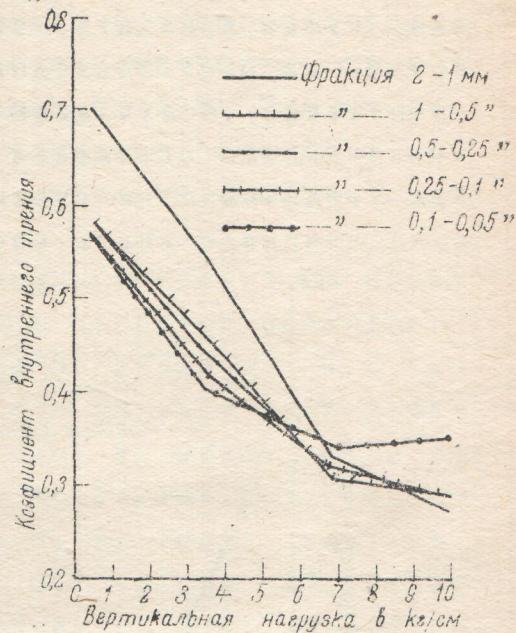


Диаграмма 2.

Зависимость между коэффициентом внутреннего трения в грунтах из отдельных фракций и вертикальной нагрузкой.

¹⁾ М.Х.Пигулевский. Физико-механические свойства различных дорожно-строительных материалов. Изд.Иссл.дор. широ ЦДОРГРАНСА, 1929 г.

при коррозии в песке не возникают ресурсы к его демонтации, то коэффициент внутреннего трения понижается. Рассматривая полученные результаты с этой точки зрения, нужно признать, что при увеличении нагрузок на грунты из всех исследованных фракций в процессе их разрушения, получились еще частички, между которыми не возникало сцепления и только во фракции 0,1-0,05мм при увеличении нагрузки свыше 6,8 кг, очевидно, такие силы начинали иметь место.

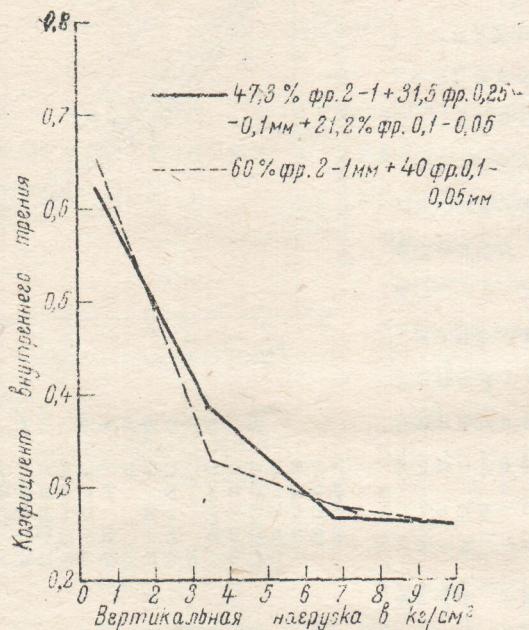


Диаграмма 3.

Зависимость между коэф. внутренн. трения в смесях в зависимости от вертикальной нагрузки.

смесей были около 20%. Коэффициент внутреннего трения данных смесей при разных нагрузках приведен в таблице 2 и на диаграмме 3.

Кроме отдельных фракций величина коэффициента внутреннего трения и его изменения с увеличением вертикальной нагрузки была изучена в двух смесях. Первая смесь состояла из 60% фракции 2-1 и 40% фракции 0,1-0,05 мм и вторая смесь, состоящая из 47,3% фракции 2-1 мм, 31,5% фракции 0,5-0,25 и 21,2% фракции 0,1-0,05;

пористости этих

Таблица 2

Состав смесей	Вертикальная нагрузка в кг/см ²			
	0,5	3,4	6,8	10,2
60% фр. 2-1 +				
40% фр. 0,1-0,05	0,65	0,33	0,28	0,26
47,3% фр. 2-1 +				
31,5% фр. 0,5-0,25 +				
21,2% фр. 0,1-0,05	0,62	0,39	0,27	0,26

Коэффициент внутреннего трения в обеих смесях при малой вертикальной нагрузке несколько меньше такового чистой фракции 2-1 мм, следовательно, введение заполнителя в данную фракцию не повысило ее коэффициента, а, наоборот, несколько понизило, хотя пористость грунта уменьшилась значительно, примерно, на 16%. Что же касается величины коэффициента внутреннего трения при больших нагрузках, то они меньше таковых в грунтах из отдельных фракций.

Уменьшение коэффициента внутреннего трения в обеих смесях с увеличением вертикальной нагрузки наблюдается особенно резко при увеличении нагрузки от 0,5 до 3,4 кг. В данном случае получилось падение значительно большее, чем в грунте, состоящем из одной фракции 2-1 мм, в именно, в 1-й смеси он понизился с 0,65 до 0,35 и во 2-ой смеси с 0,62 до 0,39, тогда как в грунте из фракции 2-1 он упал с 0,7 только до 0,55.

Увеличение вертикальной нагрузки от 3,4 до 6,8 кг вызвало новое понижение коэффициента внутреннего трения, но уже не столь большое, как в предыдущем случае. Наконец, увеличение нагрузки с 6,8 до 10,2 кг практически не изменило коэффициента внутреннего трения.

Во всех до сих пор рассмотренных грунтах, как состоящих из отдельных фракций, так и из нескольких фракций, коэффициент внутреннего трения определялся в них при воздушно-сухом состоянии. Чтобы выяснить, как он будет изменяться в зависимости от содержания воды, были взяты грунты, состоящие из отдельных фракций 1-0,5; 0,25-0,1 и 0,1-0,05 мм и к ним прибавлялись различные, последовательно увеличивающиеся, количества воды. Предельным количеством воды было взято такое, которое могло удержаться в грунте. Большие количества воды, хотя и вводились в грунт, но во время уплотнения вертикальной нагрузкой этот избыток отжимался, и содержание воды приходило к тому предельному, которое могло быть удержано грунтом. Результаты этих испытаний приведены на диаграмме 4. Все испытания проведены при вертикальной нагрузке 0,5 кг.

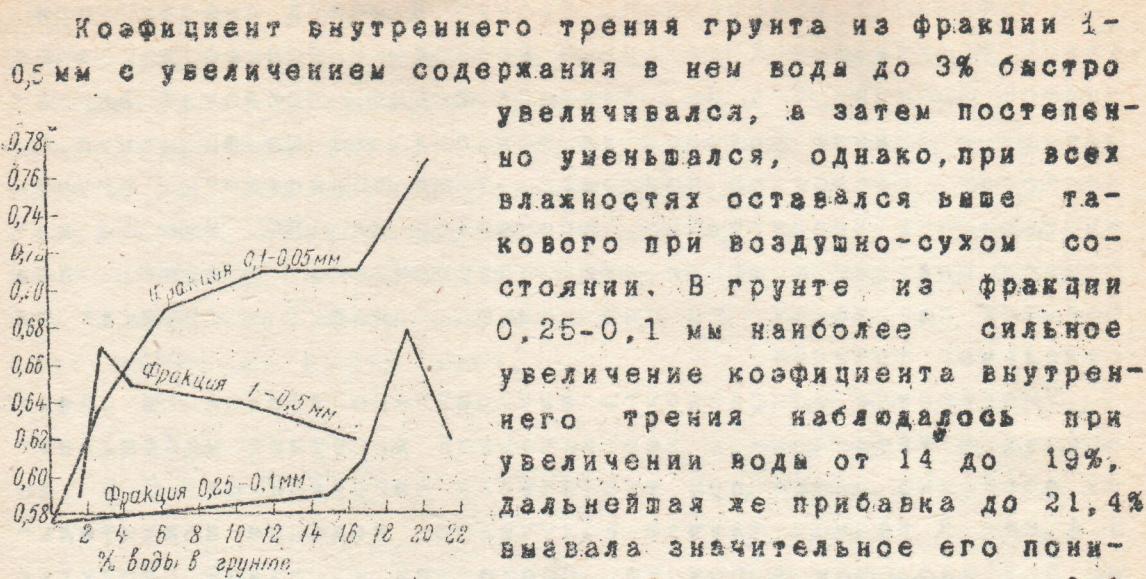


Диаграмма 4.

Зависимость коэффициента внутреннего трения от влажности грунта при вертикальной нагрузке 0,5 кг/см².

коэффициент внутреннего трения с увеличением содержания в нем воды до 3% быстро увеличивался, а затем постепенно уменьшался, однако, при всех влажностях оставался выше такового при воздушно-сухом состоянии. В грунте из фракции 0,25-0,1 мм наиболее сильное увеличение коэффициента внутреннего трения наблюдалось при увеличении воды от 14 до 19%, дальнейшая же прибавка до 21,4% вызывала значительное его понижение. В грунте из фракции 0,1-0,05 мм коэффициент внутреннего трения сильно увеличивался при увеличении воды от 1 до 5% и в интервале 16,8% до 20,6%. Снижение коэффициента внутреннего трения в грунте из этой фракции при добавке воды обнаружить не удалось. Нужно отметить, что при всех влажностях коэффициент внутреннего трения во всех грунтах, состоящих как из крупных фракций, так и из мелких пылеватых, выше такового в грунтах при воздушно - сухом состоянии.

На основании полученных материалов можно сделать следующие выводы:

1. Коэффициент внутреннего трения в песках при малых вертикальных нагрузках тем больше, чем крупнее его состав. При больших нагрузках разница коэффициента внутреннего трения песков крупно-зернистых и мелко-зернистых незначительная и коэффициент трения больше в мелко-зернистых.

2. Коэффициент внутреннего трения уменьшается в песке с увеличением вертикальной нагрузки, при этом вначале уменьшение наиболее резкое, а при дальнейших увеличениях нагрузки более медленное.

3. Уменьшение коэффициента внутреннего трения с увеличением вертикальной нагрузки наиболее резко прояв-

дается в крупно-зернистых песках и меньше в мелко-зернистых гравеватых.

4. Введение заполнителя в крупно-зернистый материал не увеличивает его коэффициента внутреннего трения при малых нагрузках и понижает при больших.

5. Во влажных и сухих песках коэффициент внутреннего трения выше, чем в таковых при воздушно-сухом состоянии, и в крупно-зернистом материале достигает максимума при малых содержаниях воды, в мелко-зернистом же при значительно большем.

Трение и сцепление связанных грунтов.

Трение и сцепление связанных грунтов определялось сопротивлением грунта срезыванию на том же приборе, что

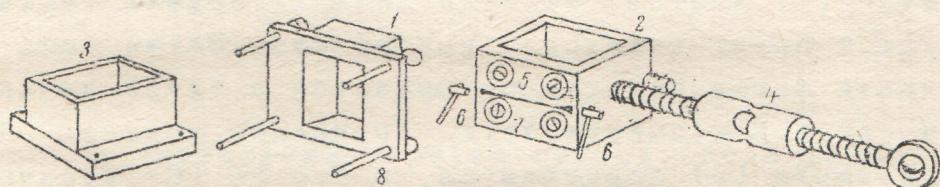


Рис. 3.

и трение в песках, только форму, в которую закладывалась грунт для испытания, была заменена другой. Форма применялась конструкции Бойцова¹⁾, изображенная на рис. 3. Она состоит из 3 частей - верхней (1), средней (2) и нижней (3), и имеет внутренние размеры 7 х 7 см и высоту 10 см. Средняя часть имеет тягу (4) с ушком на конце, которым она соединяется с тягой рычага прибора. На двух боковых поверхностях сделана углубления, в которые вставлены пластиинки (5), обращенные друг к другу полукруглыми поверхностями, между которыми вставлены винты (6). На пластиинках приделаны колесики (7) по две на каждой. Отдельные части формы скрепляются между собой четырьмя винтами (8).

Перед наполнением формы грунтом, отдельные ее ча-

¹⁾ Большое количество опытов, произведенных с формой системы Пономарева, дали результаты мало сходящиеся, а потому они здесь не приводятся.

сти накладывается друг на друга таким образом, чтобы внутри они с каждой стороны представляли одну плоскость и не выступали одна относительно другой, винта (6) отпускается настолько, чтобы пластиинки (5) могли свободно касаться друг друга и затем форма свинчивается винтами (8). Когда в форму наложен грунт, то она ставится под пресс на сутки, под соответствующей нагрузкой, при прессовании в верхнюю часть формы кладется толстая пластина таких размеров, чтобы она свободно входила в форму, на эту пластину и производится давление. Приготовленный образец в форме переносится на прибор (см. рис. 1) и ставится на супорт (4) таким образом, чтобы передняя стенка формы соприкасалась с коперечными стяжками стоек (3). Сзади форма вставляется задвижка, которая не дает нижней и верхней частям формы двигаться назад вдоль станины. На установленную в этом положении форму опускается шлиндель рычага и на рычаг (7) дается вертикальная нагрузка такая же, под какой грунт находился под прессом. Затем тяга средней части формы пальцем соединяется с тягой рычага (10), через которой осуществляется сдавливающее усилие. Перед схватом винта (8) отпускается, винте же (6) свинчивается между пластиинками (5); вследствие этого пластиинки отходят друг от друга в вертикальном направлении, колесики упираются в выступы верхней и нижней частей формы и отодвигают их на некоторое расстояние от средней части.

Подготовка образца для испытания производилась следующим образом. Особое внимание определялось, какое количество воды может удерживаться испытуемым грунтом под той нагрузкой, при которой предположено сделать первое срезывание. После этого в воздушно-сухую массу (около 2 кг) грунта прибавлялось точно такое же количество воды в процентах. Смоченная масса тщательно перемешивалась, пробивалась на стеклянной пластине и из нее формовался кусок в виде прямоугольного параллелепипеда таких размеров, чтобы он свободно входил в форму и по высоте примерно ей соответствовал. Затем этот кусок вставлялся в форму и на него давалась

нагрузка под прессом (рис. 4).

Самый опыт срезывания производился таким же обра-

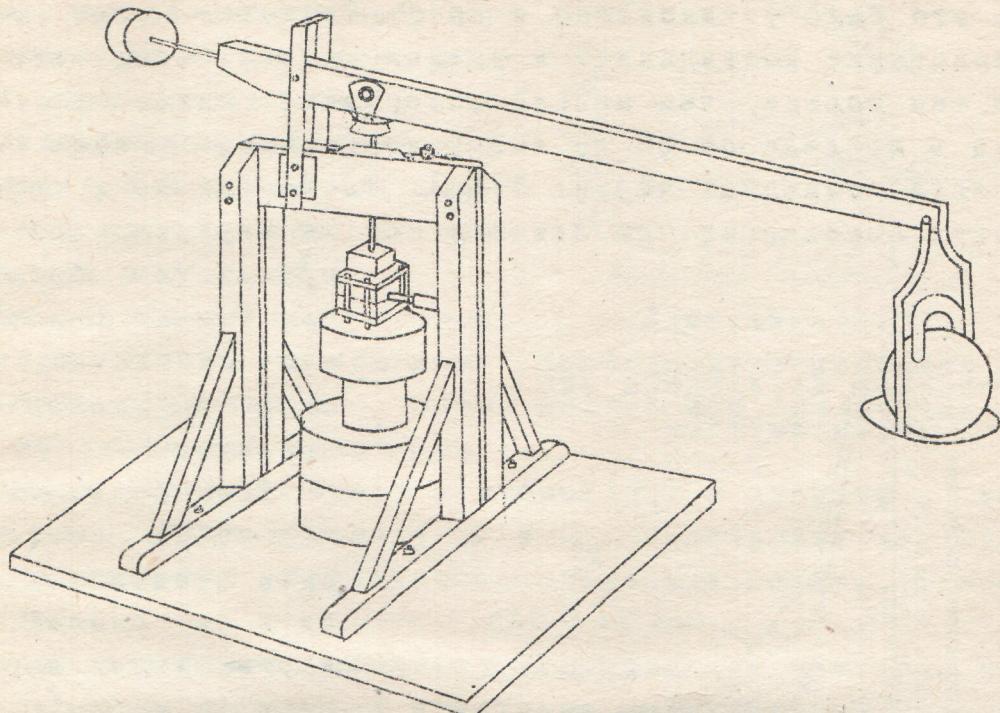


Рис. 4.

зом, как и определение трения песков. После первого определения вертикальная нагрузка снималась, средняя часть формы отодвигалась назад в первоначальное положение, колесики опускались, форма свинчивалась винтами (8) и снова загружалась той же нагрузкой на 15 минут, после чего опыт повторялся второй и третий раз. После испытания образца под первоначальной нагрузкой в дальнейшем он испытывался под другими меньшими нагрузками. Но после каждого опыта для уплотнения в течение 15 минут нагрузка давалась первоначальная.

Испытания на срезывание производились с кембрийской глиной и смесями ее с фракцией 0,25-0,1 мм. Смеси были взяты такого состава: а) 60% глины + 40% фракции 0,25-0,1 мм, б) 40% глины + 60% фракции 0,25-0,1 мм и в) 20% глины + 80% фракции 0,25-0,1 мм.

Данные последовательных срезов одного и того же образца при одной и той же влажности, но при уменьшающейся вертикальной нагрузке приведены на диаграмме 5.

Эти данные ясно показывают, что с уменьшением вертикальной нагрузки коэффициент срезания возрастает, как это было установлено и проф. Ивановым¹⁾, при этом возрастание коэффициента в разных грунтах неодинаково, оно тем больше, чем меньше содержание глинистых частиц в пределе от 50 до 10% (кембрийская глина содержала глинистых частиц 51%). Точно так же и коэффициента срезания при одной и той же вертикальной на-

грузке тем больше, чем меньше содержание глинистых частиц в указанном пределе.

Если сравнить между собой коэффициента срезания глины и ее смесей при вертикальной нагрузке в 10 кг/см², под которой формировались образцы, то оказывается, что с уменьшением содержания глинистых частиц от 50%

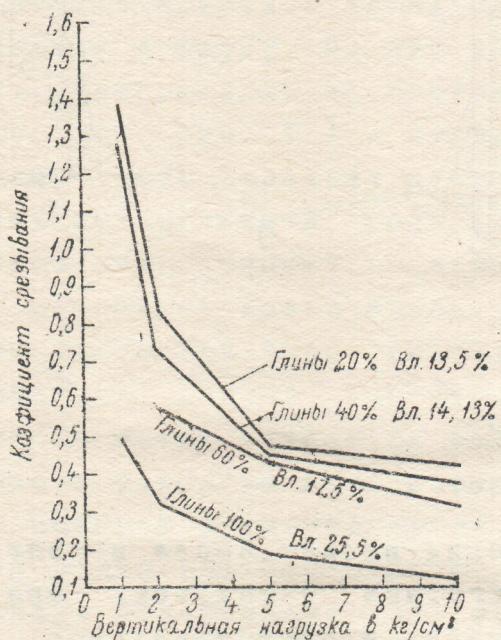


Диаграмма б.

Изменение коэффициента срезания от нагрузки.

ходящийся продолжительное время под определенной нагрузкой при свободном доступе к нему воде, будет содержать определенное количество воды. Коэффициент срезания, взятый при этой влажности, будет наименьшим возможным коэффициентом, поэтому проф. Иванов считает его за расчетный коэффициент под сооружения, приняв который можно обеспечить надежность службы сооружения. В кембрийской глине эти предельные коэффициенты были определены при вертикальной нагрузке 10,5 и 2 кг/см² и их величины приведены на диаграмме 6.

1)

Проф. Н.Н.Иванов и П.П.Пономарев. Строительные свойства грунтов. Издание ЦИАТ 1932 г.

Как видно из диаграммы, предельный коэффициент срезания имеет наименьшую величину при вертикальной нагрузке в 10 кг/см², при вертикальной нагрузке в 5 кг/см² он значительно больше, а при нагрузке в 2 кг/см² он практически тот же, что и при нагрузке в 5 кг/см².

На диаграмме для каждой нагрузки приведены два коэффициента срезания: один (ϕ), обозначенный крестиком, отвечает первому срезу и второй (ϕ_1) — второму и последующим. Разница между ϕ и ϕ_1 показывает величину так называемого структурного сцепления грунта (проф. Иванов).

Если испытывать образец на срезывание повторно несколько раз, то первое испытание дает большую величину коэффициента срезания, последующие же меньшую и, примерно, равную между собой. Это проф. Иванов объясняет тем, что в грунте сцепление разделяется на две части: 1) структурное сцепление, обусловленное структурным строением образца и 2) восстанавливющееся сцепление, т.е. сцепление, которое восстанавливается при прикладывании друг к другу сорванных частей образцов и прижатых друг к другу соответствующей нагрузкой.

Нам кажется, что такое явление объясняется не изменением структурности образца, если под структурностью разуметь форму более крупных конгломератов, образующихся из элементарных минеральных и органических частиц, а вязким расположением частиц, из которых состоит грунт. Когда грунт продолжительное время находится под нагрузкой при влажности соответствующей этой нагрузке, то частицы грунта под влиянием нагрузки ориентируются в определенном направлении и из хаотического состояния приходят в наиболее устойчивое. Во время среза в плоскости среза и ближайших к ней участках, под влиянием горизонтальной силы, ориентация ча-

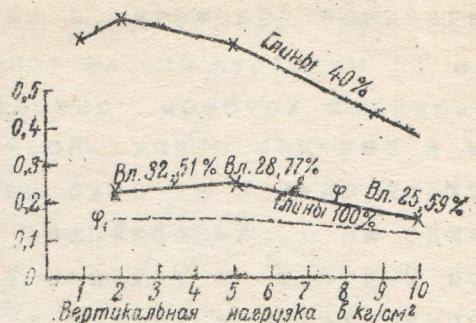


Диаграмма 6.

Коэффициент срезания при предельных вязкостях под различными нагрузками.

стиц изменяется. Когда форма опять приводится в первоначальное положение и на грунт дается нагрузка в течение 15 минут, то она не успевает привести частицы в то положение, в котором они были после воздействия нагрузки в течение суток. Подтверждением этому служит следующий опыт (их было много и они все давят результаты такие же). Кембрийская глина, спрессованная нагрузкой $2 \text{ кг}/\text{см}^2$ в течение 2 суток, для срыва потребовала горизонтальное усилие в 45 кг, при втором срыве, сделанном через 1 час после загрузки, горизонтальное усилие было $26 \text{ кг}/\text{см}^2$, а при третьем, произведенном на следующий день, примерно, через 20 час. - $38 \text{ кг}/\text{см}^2$. Как видно в последнем случае горизонтальное усилие снова приближается к тому, какое потребовалось при первом срыве; следовательно, за этот срок частицы в значительной мере изменили свое относительное положение.

На основании приведенных результатов вытекает, что:

1. Коэффициент срезавания возрастает с уменьшением вертикальной нагрузки и это возрастание увеличивается с уменьшением в грунте содержания глинистых частиц от 50 до 10%.

2. Коэффициент срезавания при предельных влажностях увеличивается с уменьшением содержания глинистых частиц от 50 до 10%.

3. Коэффициент срезавания при предельных влажностях в глинистых грунтах меньше при больших нагрузках ($10 \text{ кг}/\text{см}^2$). При меньших нагрузках ($5 \text{ кг}/\text{см}^2$ и $2 \text{ кг}/\text{см}^2$) он несколько больше.

Сцепление в сухих связных грунтах.

Сцепление в связных грунтах определялось сопротивлением разрыву восьмерок на приборе Михаэлса. Грунты приготавливались при влажности, соответствующей нижней границе текучести, сушились при комнатной температуре до воздушно-сухого состояния, а затем в сушильном шкафу при температуре $100-105^\circ \text{ С}$. Для испытания взяты базальтовая и кембрийская глина, к которым добавлялись

далась последовательно в увеличивающихся количествах фракция 0,25-0,1 мм. Результаты опытов (опыты проведены Ш.Ф.Бутц) приведены на диаграмме 7, где по оси абсцисс отложено содержание глинистых частиц в смеси, а по оси ординат сопротивление разрыву в кг/см².

Как видно из полученных результатов сопротивление в смесях с часов-арской глиной увеличивалось с увеличением содержания глинистых частиц, примерно, до 50% равномерно и быстро, при дальнейшем увеличении содержания глинистых частиц сопротивление разрыву, хотя и увеличивается, но очень медленно. В смесях с кембрийской глиной сопротивление разрыву сильно повышается с увеличением содержания глинистых частиц от 5 до 51%. При дальнейшем увеличении глинистых частиц, нужно ожидать по аналогии с поведением смесей часов-арской глины, сопротивление разрыву увеличиваться будет медленно.

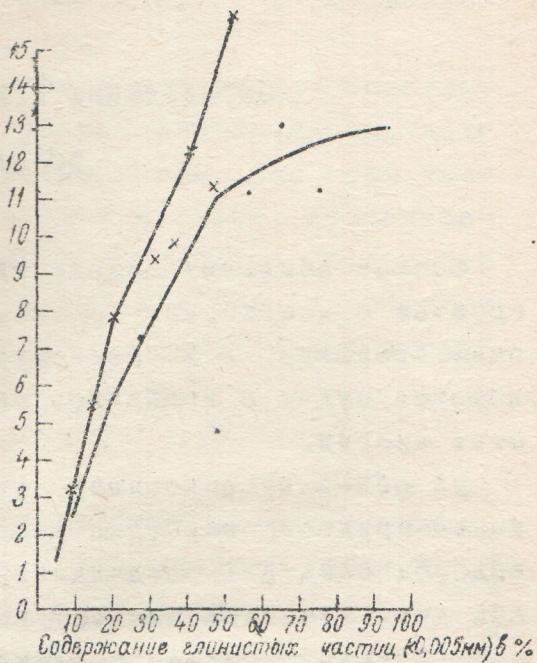


Диаграмма 7.
Сопротивление на разрыв.

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

в книге В. В. Охотина и др. „Физико-механические свойства грунтов“.

Стр.	Строка	Напечатано	Должно быть	Почьей вине
15	Табл. 2	На <u>м. экв.</u> 100 г	На 9 <u>м. экв.</u> 100 г	корректора
47	5 сверху	увеличивается	увеличивающейся	автора
61	Диаграмма № 6 (подпись)	возможностях	влажностях	корректора
67 и 69	Табл. 2 и 3	Содержание Na в погло- щающем комплексе в мил- лиэквив.	Содержание Na в погло- щающем комплексе в мил- лиэквив. на 100 г	автора
69	17 сверху	миллиэquivалентор	миллиэквивалентов	корректора
71	Табл. 4	Насыщенность натрия в миллиэквив.	Насыщенность натрия в миллиэквив на 100 г	автора