

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Коэффициент переуплотнения

Напряженное состояние грунта в естественных условиях необходимо создать как начальное при испытании образцов грунта в условиях трехосного сжатия. Для определения начального напряженного состояния необходимо определить горизонтальные σ_h и вертикальные σ_v напряжения от собственного веса грунта. Если мы выполняем исследования в эффективных напряжениях, то необходимо измерить величину порового давления, U , также в естественных условиях на глубине отбора образца грунта.

Отношение σ_h к σ_v определяет коэффициент бокового давления ξ , который зависит от предшествующей истории нагружения массива грунта (см. рис. 1). Историю нагружения массивов грунта принято оценивать используя коэффициент переуплотнения

$$OCR = \frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_v},$$

где $\sigma_{v\max}$ - максимальное вертикальное напряжение за весь период существования массива грунта, а σ_v - вертикальное напряжение от собственного веса грунта в настоящий период.

Если неизвестны значения напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{v\max}$ и σ_v , то коэффициент переуплотнения можно определить используя физические характеристики грунтов, k_o (Месчан С.Р.), который определяется отношением коэффициента пористости e_T пасты при $\omega = \omega_L$ к коэффициенту пористости грунта в естественном состоянии e_o . Для нормально

уплотненного грунта коэффициент уплотнения равен единице, для недоуплотненных грунтов $k_o < 1$, а для переуплотненных грунтов $k_o > 1$.

В зависимости от значения коэффициента переуплотнения различают три значения коэффициента бокового давления грунта:

- в состоянии покоя, ξ_o , когда $OCR = 1$ и $\xi_o = 1 - \sin \varphi$; (1)

- активное состояние, ξ_a , когда $OCR < 1$ и $\xi_a = \frac{1 - \sin \varphi_{crit}}{1 + \sin \varphi_{crit}}$;

- пассивное состояние, ξ_p , когда $OCR > 1$ и $\xi_p = \frac{1 + \sin \varphi_{crit}}{1 - \sin \varphi_{crit}}$,

где φ_{crit} - критическое значение угла внутреннего трения.

Предполагается, что у нормально уплотненных грунтов $OCR=1$ и коэффициент бокового давления определяется из выражения (1). Для слегка переуплотненных, разгруженных грунтов при $OCR < 2$ используется следующее эмпирическое выражение

$$\xi_{o,u} = OCR \xi_o - \{((OCR - 1)\nu)/(1 - \nu)\}.$$

Wroth's (1972) предложил определять коэффициент бокового давления для переуплотненных глинистых грунтов следующим образом

$$\xi_o = 0,022895 I_p + 1,22,$$

где I_p - число пластичности в %.

Выражение (1) получено путем упрощения решения, предложенного в 1944 г. Джейки

$$\xi_o = \frac{(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi)(1 - \sin \varphi)}{1 + \sin \varphi}.$$

Последнее выражение несправедливо для переуплотненных глин, у которых ξ_o может расти до значений, соответствующих значению коэффициента переуплотнения (OCR), равного 5, и выше, вплоть до $\xi_o = 2,5$

для весьма переуплотненных грунтов, и даже еще выше для глин подвергнутых машинному механизированному уплотнению.

Переуплотненным называется грунт, называется грунт, который при своем естественном формировании находился под действием эффективных природных давлений больше, чем в настоящее время. Например, на поверхности грунта находился мощный слой ледника, который в последствии сместился или растаял (рис. 1). Переуплотнение обычно имеет

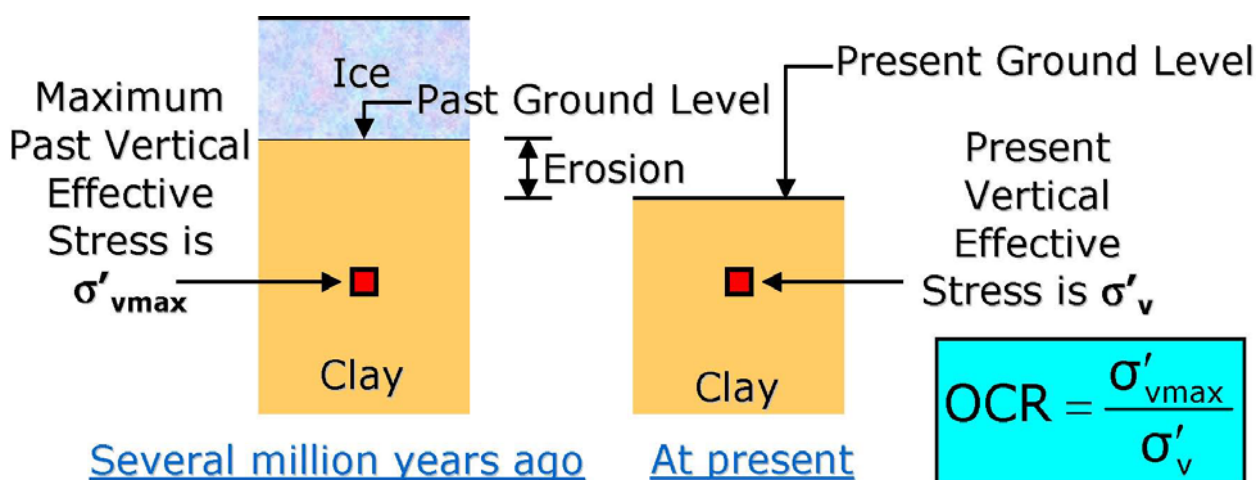


Рис. 1. Формирование переуплотненных грунтов

место, когда породы полностью консолидированы под действием веса вышележащей толщи, впоследствии полностью или частично удалены эрозией. Осадочные породы, такие как аргиллиты или алевролиты, выше которых отложения отсутствуют или имеют небольшую мощность, являются хорошими примерами переуплотненных пород.

Результаты экспериментального определения k_0 существенно зависят от уровня напряжений в массиве как при извлечении из него образца для последующих лабораторных испытаний, так и при внедрении в него измерительного прибора (дилатометра, прессиометра, динамометрического зонда).

Рот и Хьюз в 1973 г. Разработали кембриджский прессиометр (Camkometer), а Джангевелин и другие – специальный датчик давления (1972).

Максимальное в прошлом вертикальное эффективное напряжение называется также давлением переуплотнения - σ'_c .

Большинство нормально уплотненных грунтов имеет низкую прочность, а переуплотненные грунты высокую прочность.

Давление переуплотнения можно определить из компрессионных испытаний образцов грунта ненарушенной структуры (рис. 2). Как видно из рис. 2 наклон кривой $e = f(\lg \sigma'_v)$ незначителен до вертикальных давлений σ'_v

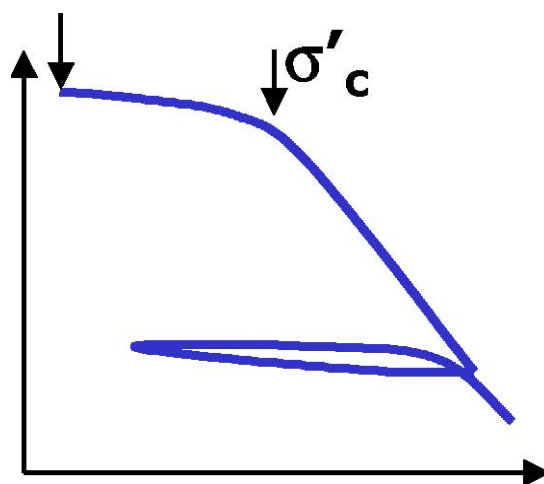


Рис. 2. К определению давления переуплотнения σ'_c

равных давлению переуплотнения σ'_c . За этим давлением наклон кривой резко возрастает, что свидетельствует о сжимаемости грунта. Давление переуплотнения подобно напряжению текучести для связных грунтов. До этого давления в грунте отсутствуют пластические деформации и грунт деформируется упруго.

Следует заметить, что приведенная методика определения давления переуплотнения (зарубежные стандарты BS, ASTM) из компрессионных

испытаний совпадает с методом ГОСТ 1248-96 при определении структурной прочности грунта p_{str} .

Испытания грунтов в условиях трехосного сжатия /1/ проводятся при заданном всестороннем (боковом) давлении или постоянном среднем напряжении. Значение бокового давления назначается исходя из глубины отбора пробы грунта и принимается равным бытовому давлению. Тем самым полагается, что в природном состоянии распределение вертикальных и горизонтальных напряжений подчиняются гидростатическому закону.

Принятие подобного начального напряженного состояния в естественных грунтовых отложениях может быть вполне оправданным, если они находятся на стадии своего формирования и процесс консолидации от собственного веса еще не завершен. К таким грунтам относятся илы, торф и иные водонасыщенные глинистые грунты в мягкопластичном или текучем состояниях. Однако встречаются грунтовые отложения, в которых начальное напряженное состояние не подчиняется гидростатическому закону распределения, т.е. горизонтальные напряжения не равны вертикальным напряжениям на рассматриваемой глубине массива грунта.

В надпойменной части реки Суры (г.Пенза) непосредственно у поверхности залегают мягкопластичные четвертичные аллювиальные и элювиальные отложения мощностью до 10 – 20 м. Ниже встречаются отложения маастрихтского яруса верхнего отдела меловой системы. Это глины, как правило, полутвердые или твердые, часто известковистые. Все эти отложения имеют высокие значения коэффициента пористости, изменяемое в интервале от 0,9 до 1,6. Модуль деформации (полученный путем компрессионных испытаний с учетом переходного коэффициента к штамповому модулю деформации) у мягкопластичных глин равен 4,0 – 6,0 МПа, а у глин маастрихтского яруса изменяется в интервале 17,0 – 25,0 МПа. В табл. 1 приведены результаты инженерно-геологических исследований

выполненные Пензенским ТИСИЗ под строительство 9-ти этажного жилого дома в г. Пензе по ул. Урицкого.

Исходя из высоких значений коэффициента пористости можно сделать вывод о том, что глинистые отложения находятся в недоуплотненном состоянии, с незавершенным процессом консолидации и, следовательно, распределение напряжений в массиве должно подчиняться гидростатическому закону. Однако это не так. Натурные измерения боковых напряжений, выполненные на двух строительных площадках, по ул. Революционной и ул. Урицкого в г. Пензе, с использованием динамометрического зонда, показали следующее. Боковые напряжения от 1,6 до 3,5 раз, более вертикальных напряжений от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине. Измерения боковых напряжений выполнялись с использованием динамометрического зонда конструкции В.Ф.Сидорчука /2/. Подобный характер распределения напряжений обычно наблюдается в грунтах переуплотненных по своей природе.

Отмеченные полевые исследования были выполнены следующим образом. Опытные работы на площадке строительства 9-ти этажного жилого дома велись со дна котлована с использованием динамометрического зонда ДЗ-1 конструкции МИСИ им В.В.Куйбышева /2/. Установка зондов производилась путем их вдавливания с поверхности дна котлована с помощью буровой машины УГБ-1ВС. Вдавливание ДЗ-1 производилось в шести точках, расположенных в плане проектируемого здания. Зонды ДЗ-1 устанавливались на глубине 1,5 – 8,5 м от дна котлована.

На каждой глубине во всех точках погружения ДЗ-1 выдерживались в течение одного часа, что обеспечивало 90–100% процесса релаксации напряжений после вдавливания ДЗ-1.

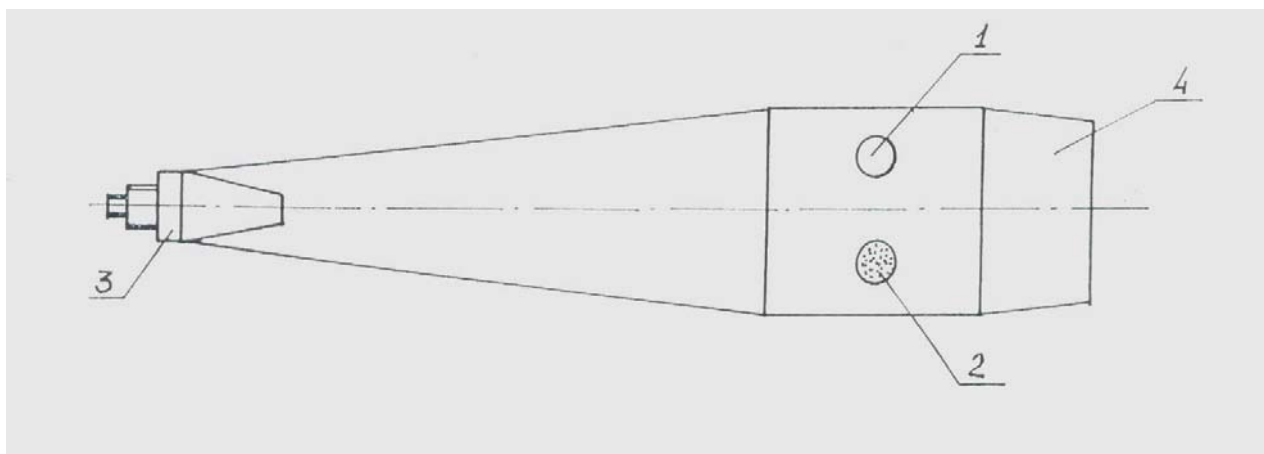


Рис. 14. Динамометрический зонд конструкции МИСИ им. В.В.Куйбышева

Осредненные результаты измерений и характер релаксации боковых напряжений при выдержке ДЗ-1 на каждой глубине представлены на рис. 1 (точки 1,2) и в табл. 2.

По конечным значениям измерений боковых напряжений σ_t , полученным при выдержки ДЗ-1 на каждой глубине в каждой точке построены эпюры остаточных боковых напряжений по глубине, которые приведены на рис. 4.

Характер процесса релаксации боковых напряжений после вдавливания ДЗ-1 в глинистые грунты и песок показывают следующее:

- в глинистых грунтах основная часть релаксации напряжений в 85% протекает в течение 30 минут, а в песках релаксация напряжений полностью завершается в течение 20 минут;

- коэффициент затухания, характеризующий интенсивность падения напряжений в любой момент времени

$$K_3 = \sigma_t / \sigma_{t_0}, \quad (1)$$

показывает, что за период выдержки в течение от 30 до 80 минут K_3 изменяется в пределах 10 – 30%;

- значения боковых (горизонтальных) остаточных измеренных напряжений в конце релаксационного процесса σ_x по отношению к вертикальным природным напряжениям в глинистых грунтах в 1,6 – 2,3 раза превышают

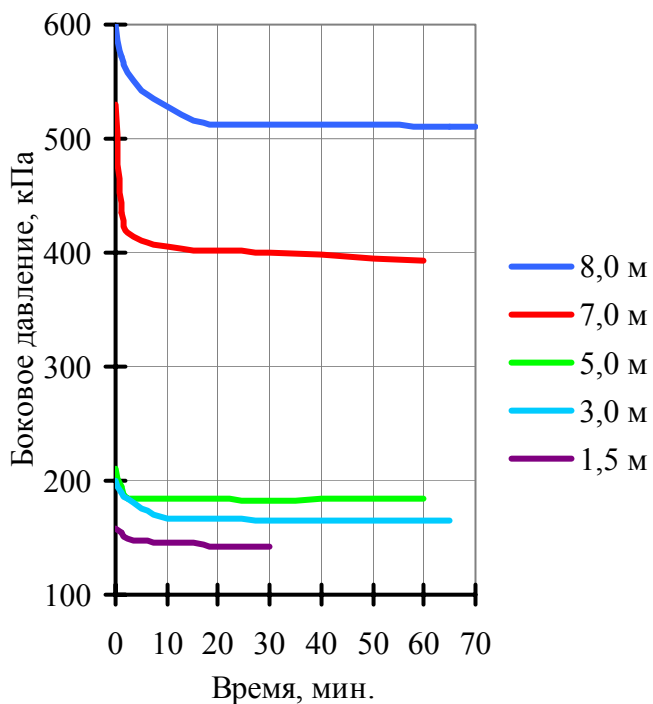
$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma z \quad (2)$$

Таблица 1 – Физико – механические свойства

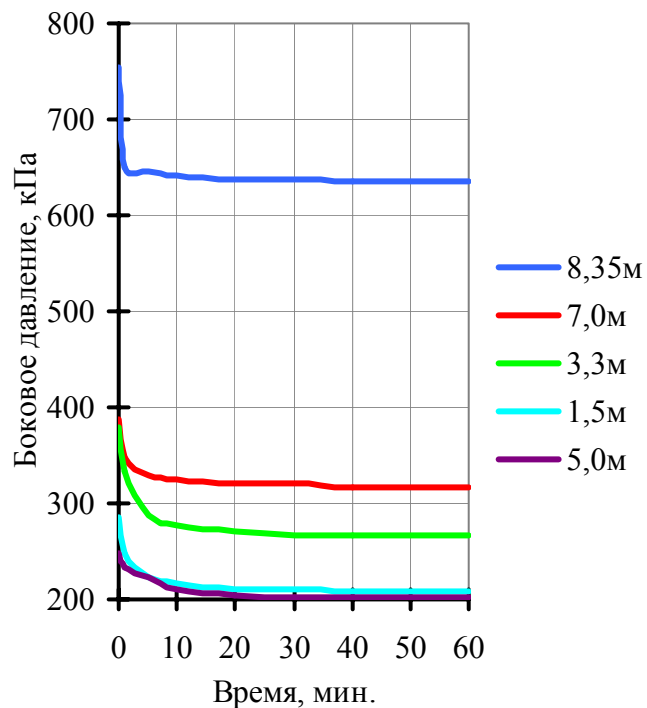
Вид грунтов	Удельный вес, кН/м ³	Удельный вес сухого грунта кН/м ³	Удельный вес частиц грунта кН/м ³	Коэффициент пористости	Степень водонасыщен.	Число пластичности	Показатель текучести	Сцепление кПа	Угол внутреннего трения, град.	Модуль деформации, МПа	Лобовое сопротивление зонда МПа	Боков. сопротивление зонда кПа
Насыпные 2,5 – 3,0 м	16,0											
Глина тугопластичная 6 м	14,5	11,6	26,7	1,41	0,63	0,26	0,38	38/29	20/18	10	1,56	99
Глина мягкопластичная 2,0 м	16,7	11,7	26,7	1,27	0,91	0,31	0,53	14/10	14/10	5	1,30	63
Песок	19,0	-	-	0,57						28	4,9	60

Примечание. 1. Модуль деформации определен в компрессионном приборе и приведен к штамповому
 2. Параметры прочности определены в приборе одноплоскостного среза
 3. В числителе результаты без замачивания в знаменателе с замачиванием образцов грунта

Процесс релаксации напряжений на различных глубинах. т. №1



Процесс релаксации напряжений на различных глубинах. т. №2



Процесс релаксации напряжений на различных глубинах. т. №3

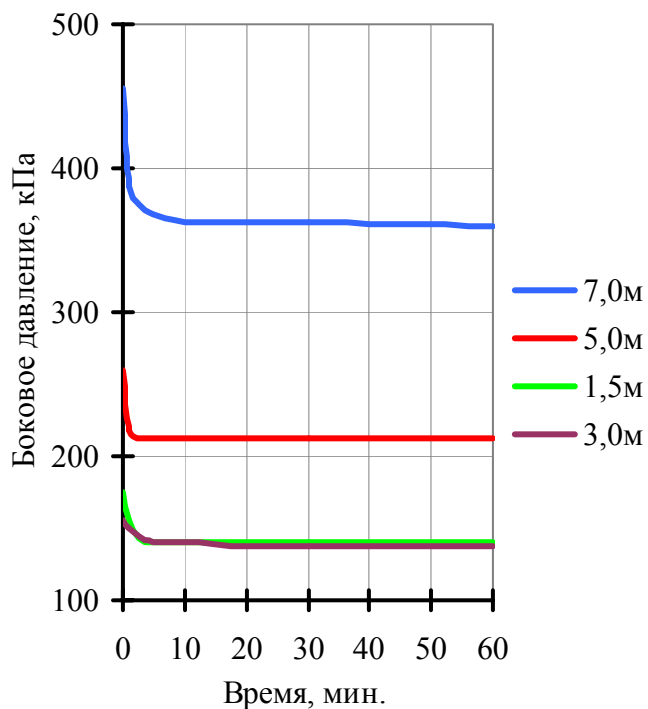
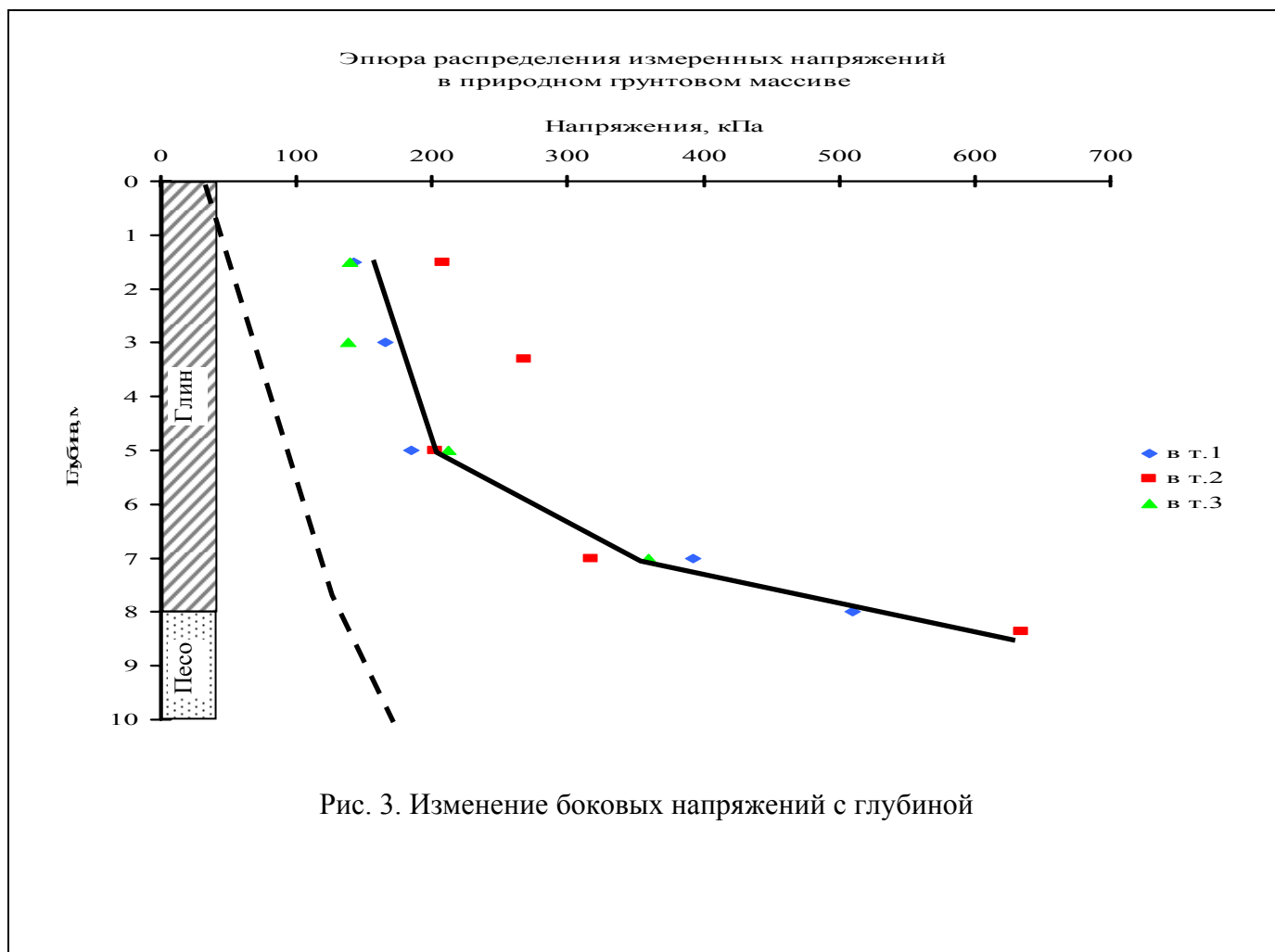


Рис. 1. Изменение боковых напряжений во времени



природные вертикальные напряжения (σ_z), а в песчаном грунте в 3,5 раза (табл. 2). Для глинистых грунтов данной площадки с коэффициентом пористости более 1,0 столь значительное превышение указывает на то, что грунты ранее были подвергнуты воздействию внешней нагрузкой;

- из эпюры распределения измеренных остаточных горизонтальных напряжений рис. 3 следует, что с глубиной значения остаточных горизонтальных напряжений увеличиваются и наиболее активно это увеличение начинается с глубины 7 м от дна котлована. Соответственно пропорционально увеличивается и модуль деформации грунта.

Таблица 2 – Результаты измерений боковых напряжений

Глубина от дна котлована, м	Номер точки	Время выдержки, мин.	Измеренное боковое давление		К ₃	Природное напряжение, кПа		Отношение $\frac{\sigma_x}{\sigma_z}$		Модуль деформации, МПа
			$\sigma_{t=0}$	σ_t		от природного рельефа	от дна котлована	от природного рельефа	среднее	
1,5	1	30	158	144	0,91	70	22	2,06		
1,5	2	60	248	206	0,83	70	22	2,94	2,34	5,9
1,5	3	60	158	142	0,91	70	22	2,03		
3,0	1	60	213	164	0,77	91	43	1,70		
3,0	2	60	380	264	0,70	96	48	2,75	2,0	6,07
3,0	3	60	178	140	0,79	91	43	1,55		
5,0	1	40	213	182	0,85	123	75	1,50		
5,0	2	60	286	202	0,70	123	75	1,65	1,62	6,88
5,0	3	20	262	215	0,82	123	75	1,70		
7,0	1	60	550	391	0,71	155	107	2,50		
7,0	2	60	389	317	0,81	155	107	2,00	2,27	12,85
7,0	3	30	457	364	0,80	155	107	2,30		
8,0	1	80	603	508	0,84	173	125	3,50	3,50	21,99
8,35	2	60	760	641	0,84	178	130	3,50		

Испытания грунтов в приборе с измерением боковых напряжений

Лабораторные испытания были выполнены для глинистых грунтов из монолитов отобранных с глубины 1,5, 3 и 5 м от дна котлована. Испытания проводились в компрессионном приборе с измерением бокового давления.



Рис. 4. Компрессионный прибор с измерением боковых напряжений

Испытание образцов глинистого грунта проводилось в два этапа. На первом этапе образцы нагружались вертикальной нагрузкой равной природному давлению действующему на глубине отбора монолита. Нагрузка выдерживалась в течение суток, а затем полностью снималась. Второй этап нагружения осуществлялся в соответствии с ГОСТ / /.

Результаты испытаний представлены на рис. 5 – 7 и таблице 3. Необходимо отметить, что выполненные лабораторные испытания монолитов грунта отобранных с помощью колонковой трубы при бурении

скважины следует рассматривать, как испытания образцов грунта нарушенной структуры, так как при бурении колонковой трубой существенно искажается начальное напряженное состояние.

Из рис. 5 видно, что для всех испытанных образцов грунта отобранных с различной глубины зависимость боковых напряжений от вертикальных напряжений является билинейной. Оба участка деформации являются практически линейными, но с различным углом наклона. Точка перегиба данной зависимости соответствует структурной прочности грунта $p_{стр}$.

Модуль деформации полученный из этих испытаний имеет два значения, первый характеризует деформируемость грунта при напряжениях менее структурной прочности грунта, $p_{стр}$, а второй при напряжениях в грунте от внешней нагрузки более структурной прочности грунта. Как видно из табл. 3 модуль деформации при напряжениях менее структурной прочности грунта почти в два раза более модуля деформации грунта при напряжениях превышающих структурную прочность грунта. Из рис. 6 видно, что величина структурной прочности глинистого грунта изменяется с глубиной от 60 до 140 кПа.

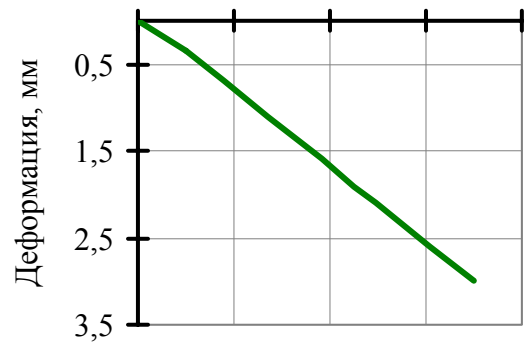
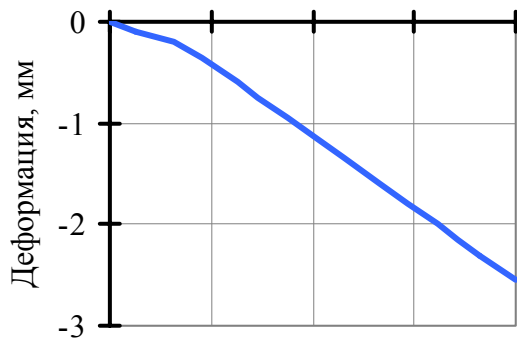
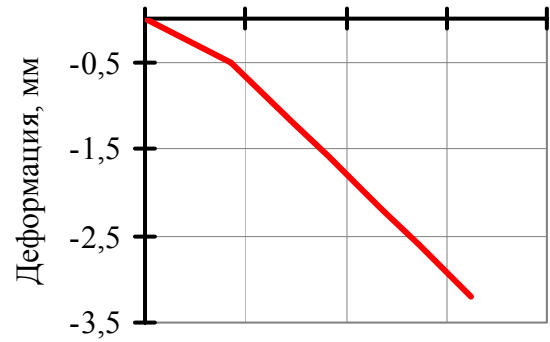
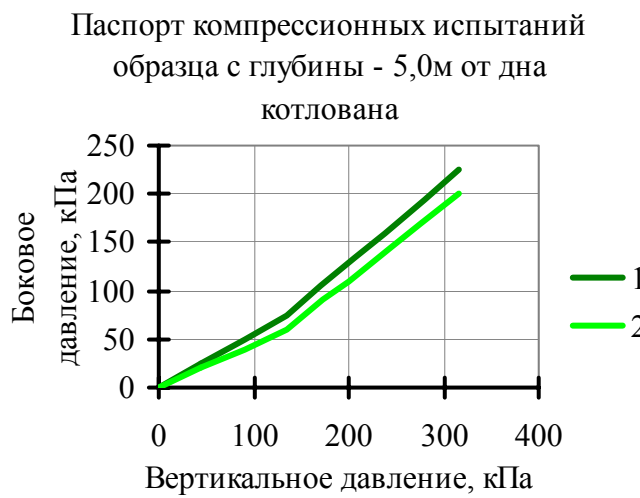
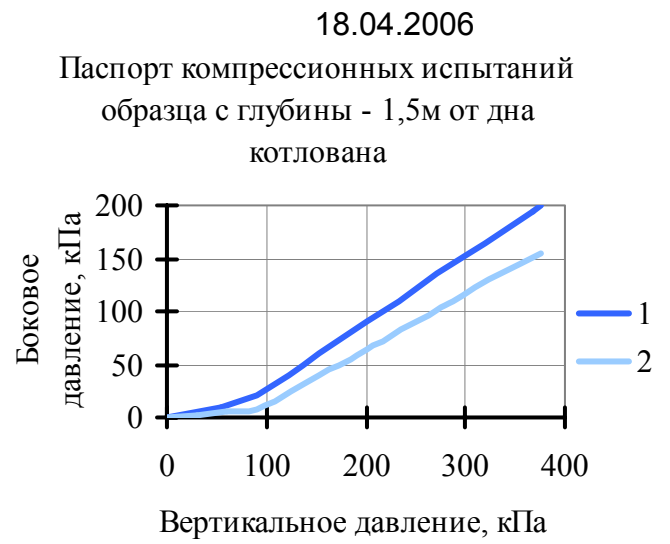
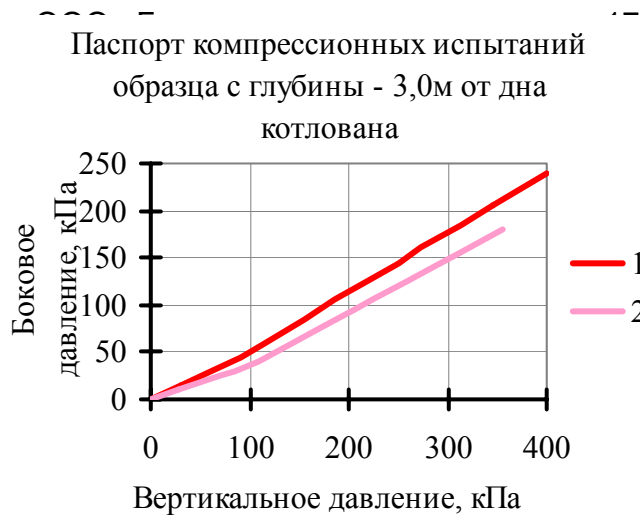


Рис. 5. Результаты компрессионных испытаний в приборе с измерением боковых напряжений

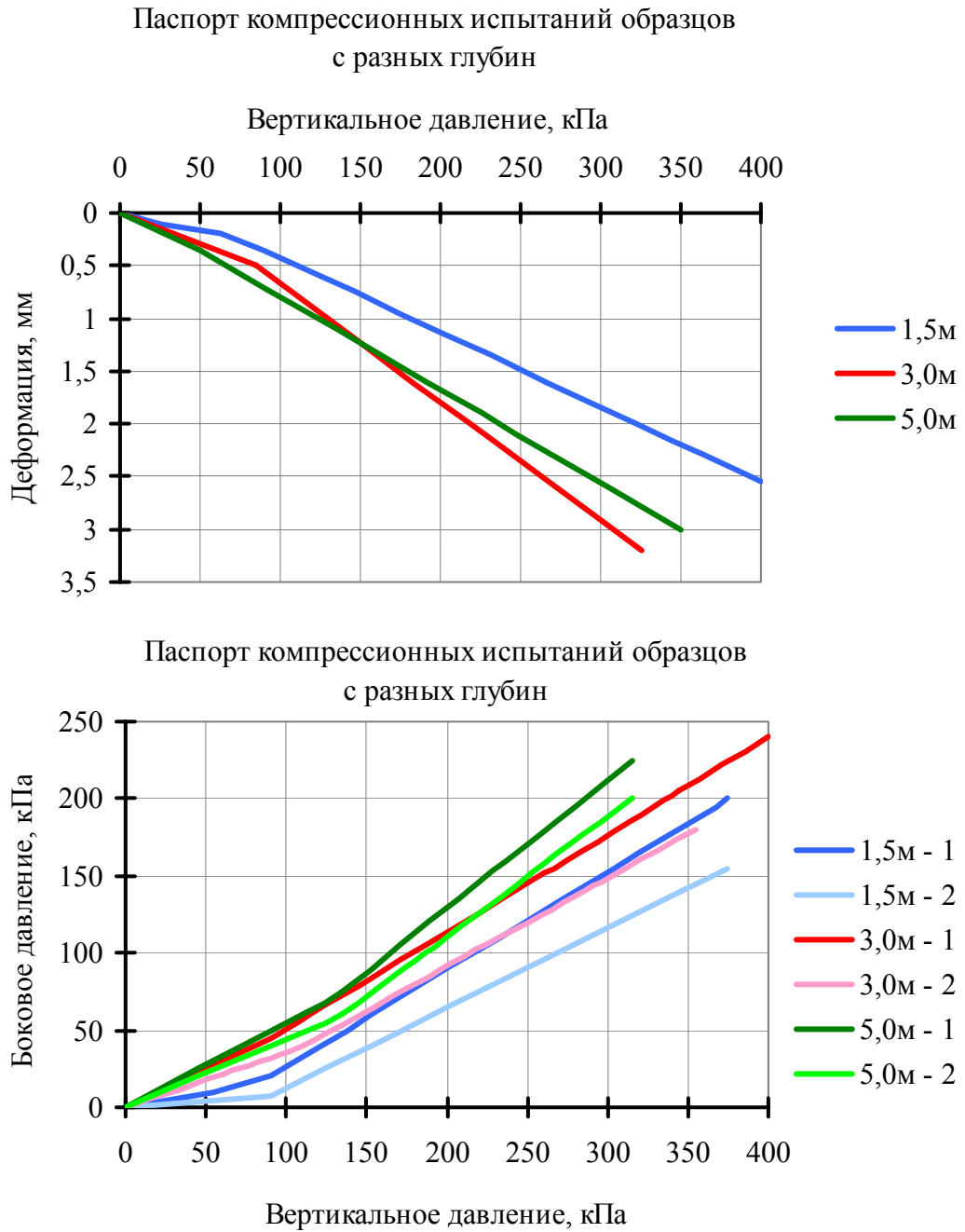
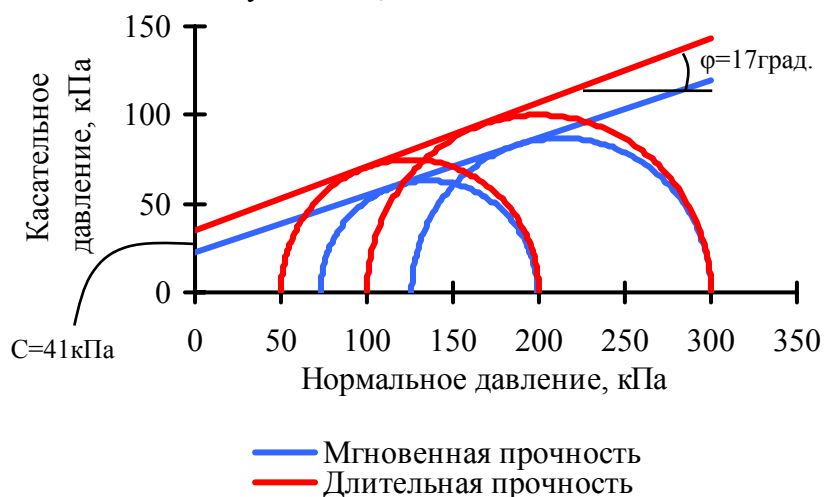


Рис. 6. Влияние природного давления на результаты испытаний

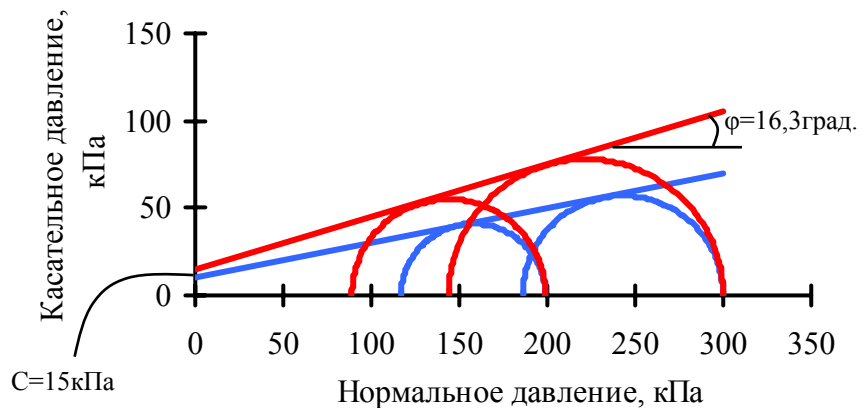
а)

Графики испытаний на прочность образца
с глубины - 1,5м от дна котлована



б)

Графики испытаний на прочность образца
с глубины - 3,0м от дна котлована



в)

Графики испытаний на прочность образца
с глубины - 5,0м от дна котлована

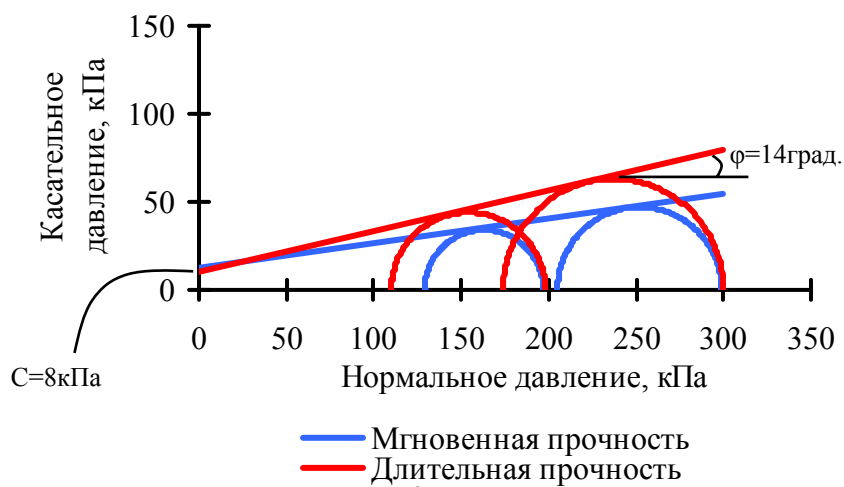


Рис. 7. Огибающие предельных напряжений

Таблица 3 – Результаты испытаний в компрессионном приборе с измерением боковых напряжений

Глубина отбора от дна котлована	Плотность, г/см ³	Влажность	Степень влажности	Коэффициент пористости	Давление предварительного уплотнения	Коэф. бокового давления		Коэф. бокового расширения		Параметры прочности		Модуль деформации, МПа	
						1-й участок	2-й участок	1-й	2-й	φ , град.	c , кПа	1-й участок	2-й участок
1,5	1,45	0,36	0,65	1,49	70	0,12	0,42	0,10	0,30	17	41	13,5	5,4
3,0	1,63	0,54	0,95	1,52	94	0,33	0,46	0,25	0,31	16	15	6,3	3,2
5,0	1,81	0,34	0,93	0,98	112	0,31	0,40	0,31	0,40	14	8	4,9	2,7

Во всех проведенных испытаниях в зависимостях $\sigma_x = f(\sigma_z)$ и $s = f(\sigma_z)$ наблюдаются два участка с различной интенсивностью приращения боковых давлений и осадки штампа прибора. Первый участок от 0 до нагрузки начального уплотнения характеризуется меньшим значением приращения σ_x и s с ростом σ_z , а второй участок с большей интенсивностью приращения σ_x и s . Значения модуля деформации для этих участков приведены в таблице 4.

Для анализа сжимаемости грунтов в условиях их природного залегания на рис. 8 представлены результаты испытаний глинистых грунтов первой надпойменной террасы р.Суры штампами площадью 5000 см^2 , выполненные Пензенским ТИСИЗ в непосредственной близости (в пределах 200 м) от площадки строительства 9-ти этажного жилого дома.

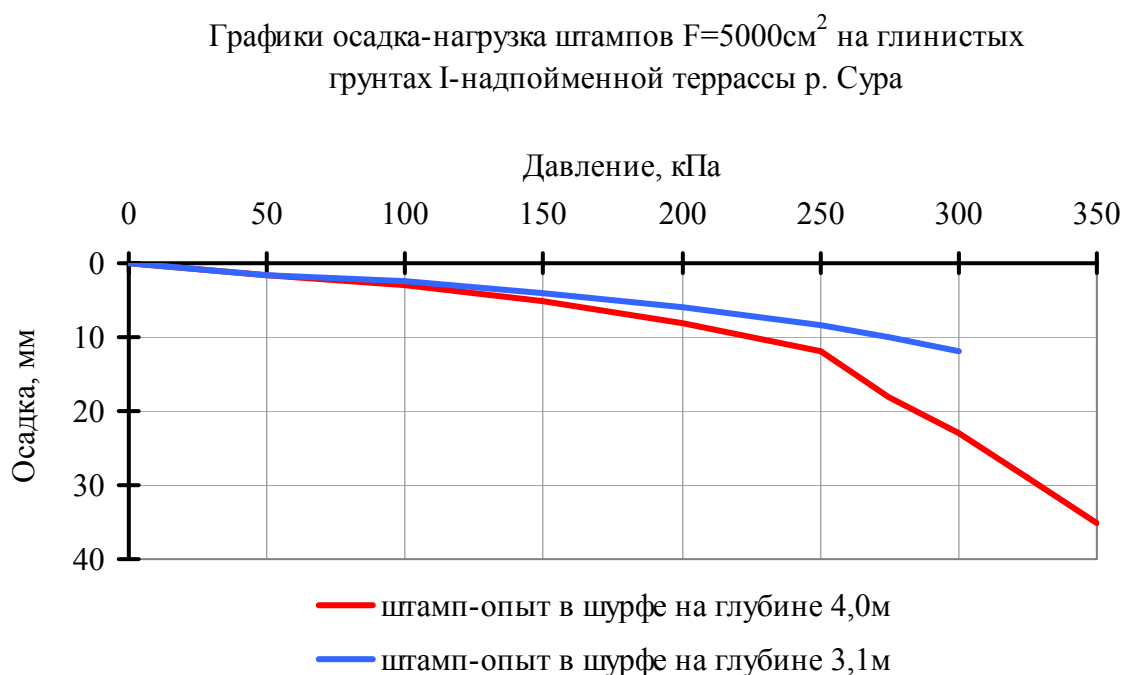


Рис. 8. Зависимость осадки штампа от нагрузки

Из результатов испытаний штампом №1 установленного на глубине 4,0 м от поверхности на кровле мягкопластичных глин участок линейной деформации соответствует вертикальной нагрузке 250 кПа и модуль деформации до этой нагрузки 12,8 МПа, дальнейшее нагружение приводит к

более инерсивному приращению осадок и в интервале нагрузок 250 – 350 кПа модуль деформации составляет 2,9 МПа.

Второй штамп опыт был выполнен на глубине 3,1 м на кровле тугопластичных глинистых грунтов. Нагрузка на штамп была доведена до 300 кПа и существенного изменения в приращении осадок не наблюдается. Практически до 300 кПа график осадка – нагрузка находится в пределах линейной деформации грунта и модуль деформации в диапазоне нагрузок 0 – 300 кПа равен 15,0 МПа.

Таблица 4 – Сравнение результатов испытаний различных методов

Наименование грунта	Методика определения	Глубина отбора образцов, м	Модуль деформации, МПа	Угол внутреннего трения, град.	Удельное сцепление, кПа
Глина тугопластичная	Компрессионное сжатие. Одноплоскостной срез	3,0	10,0	20	38
	Компрессионное сжатие с измерением боковых напряжений		3,2* (10,24)	16	15
	Динамометрический зонд		6,1		
	Штапмовые испытания		15,0		
Примечание. Звездочкой обозначено значение модуля деформации без приведения к штапмовому модулю деформации					

В таблице 4 приведено сравнение деформационных и прочностных параметров тугопластичной глины определенные по различным методикам, рассмотренные ранее. Компрессионный модуль деформации приведен к штамповому используя соотношение

$$E = E_k m_k, \quad (3)$$

где m_k - коэффициент принимаемый по результатам региональных испытаний грунтов штампом и в компрессионном приборе или по таблице 1.16 / /. По данным Пензенского ТИСИЗ для тугопластичных глин с коэффициентом пористости 1,2 значение $m_k = 3,2$. Используя это значение получим для испытаний в компрессионном приборе с измерением боковых напряжений $E = 3,2 \times 3,2 = 10,24$ МПа, т.е модуль деформации оказывается практически одинаковым при испытаниях на компрессию в обычном приборе и приборе с измерением боковых напряжений. Этого и следовало ожидать, так как методика определения одна и та же.

В результате испытаний динамометрическим зондом получено значение модуля деформации $E = 6,1$ МПа, что значительно менее компрессионного модуля деформации. При вычислении модуля деформации в формуле () коэффициент m был принят равным 2.

Принято считать, что действительные значения модуля деформации следует определять из результатов штамповых испытаний. Значение $E = 15,0$ МПа, что более компрессионного модуля на 67%.

Выполненное сравнение показывает, что по модулю деформации для приведения методик к одному результату необходимо корректировать значения коэффициентов m и m_k .

В связи с тем, что штамповые испытания являются длительными и дорогостоящими и возможны только для небольших глубин, то

целесообразнее выполнить трехосные испытания грунтов и из этих опытов найти коэффициенты m и m_k . Следует иметь в виду, что при калибровке динамометрического зонда необходимо создать напряженное состояние в грунте подобное прибору трехосного сжатия.

Отмеченные различия, полученные при определении деформационных и прочностных параметров грунта по различным методикам испытаний объясняются следующими причинами.

1. Различным видом напряженного состояния, которое возникает в образцах грунта при их нагружении.
2. Влиянием граничных условий на результаты испытаний по методике трехосного сжатия и методом динамометрического зонда.
3. Несовершенства методик испытания и конструкций приборов.

Предлагаемая методика испытаний

Программа испытаний образцов грунта в приборе трехосного сжатия включает обжатие образца заданным боковым давлением и последующим нагружением осевой нагрузкой вплоть до разрушения образца грунта или достижения осевой деформации в 15%. Боковое обжатие имитирует начальное напряженное состояние на глубине отбора монолита грунта для испытаний. Если провести испытания для двух образцов – «близнецов» (полученные из одного монолита) при различных боковых давлениях, то после обработки результатов испытаний получим различные значения параметров прочности и деформируемости. Это говорит о том, что учет действительного распределения напряжений в грунтовой толще при проведении испытаний дает существенно отличные результаты. Следовательно и методика испытаний должна учитывать отмеченную особенность.

Например, для случая гидростатического закона распределения напряжений на глубине 5 м вертикальные и боковые напряжения в массиве

грунта с удельным весом в 20 кН/м^3 равны 100 кПа и, следовательно, боковое давление в приборе трехосного сжатия необходимо принять равным 100 кПа . С другой стороны, если опыты проводить с учетом реального распределения напряжений, найденного с использованием динамометрического зонда, боковое обжатие необходимо принять равным

$$\sigma_x = k \sigma_z, \quad (4)$$

где k – коэффициент, зависящий от глубины отбора монолита грунта и определяемый экспериментально в полевых условиях; σ_x – боковые напряжения.

Таким образом, программа определения прочностных и деформационных свойств грунтов в приборе трехосного сжатия должна включать следующие этапы:

- измерение боковых напряжений на глубине отбора монолитов грунта в процессе проведения инженерно-геологических изысканий;
- испытание образцов грунта в приборе трехосного сжатия при боковом давлении равном, найденному путем прямых измерений.

Результаты испытаний в приборе трехосного сжатия выполненные по предлагаемой методике показывают на увеличение модуля деформации, при упругой работе грунта, в 1,4 раза, по сравнению с испытаниями по ГОСТ.

Применение полученных результатов при расчете напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов позволит более рационально конструировать фундаменты.

Литература

1. ГОСТ 12248 – 96. Грунты. Методы определения деформационных и прочностных свойств грунтов. М., 1996.

2. Сидорчук В.Ф., Иванов М.Ю., Исаев А.А. Динамометрический зонд с измерением общих и нейтральных напряжений. Геотехника-99. Сб. материалов международной научно-практической конференции. Пенза, 1999, с. 125 – 127.

3. Лазебник Г.Е., Смирнов А.А., Симаков В.И. Экспериментальное определение коэффициента бокового давления и коэффициента Пуассона несвязных грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967, №4.

4. Голли А.В. Мониторинг напряженно-деформированного состояния грунтов в основании сооружений. Реконструкция городов и геотехническое строительство. Санкт-Петербург, № 5, 2003, с. 128 – 132.

5. Тер-Мартirosян З.Г., Кятов Н.Х., Сидорчук В.Ф. Экспериментальные и теоретические основы определения напряженного состояния грунтов естественного сложения. Инженерная геология, № 4, 1984, с. 13 – 25.

6. Рекомендации по определению деформационных свойств грунтов расклинивающим дилатометром РД-100. М., 1991.

7. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М., Стройиздат, 1985.