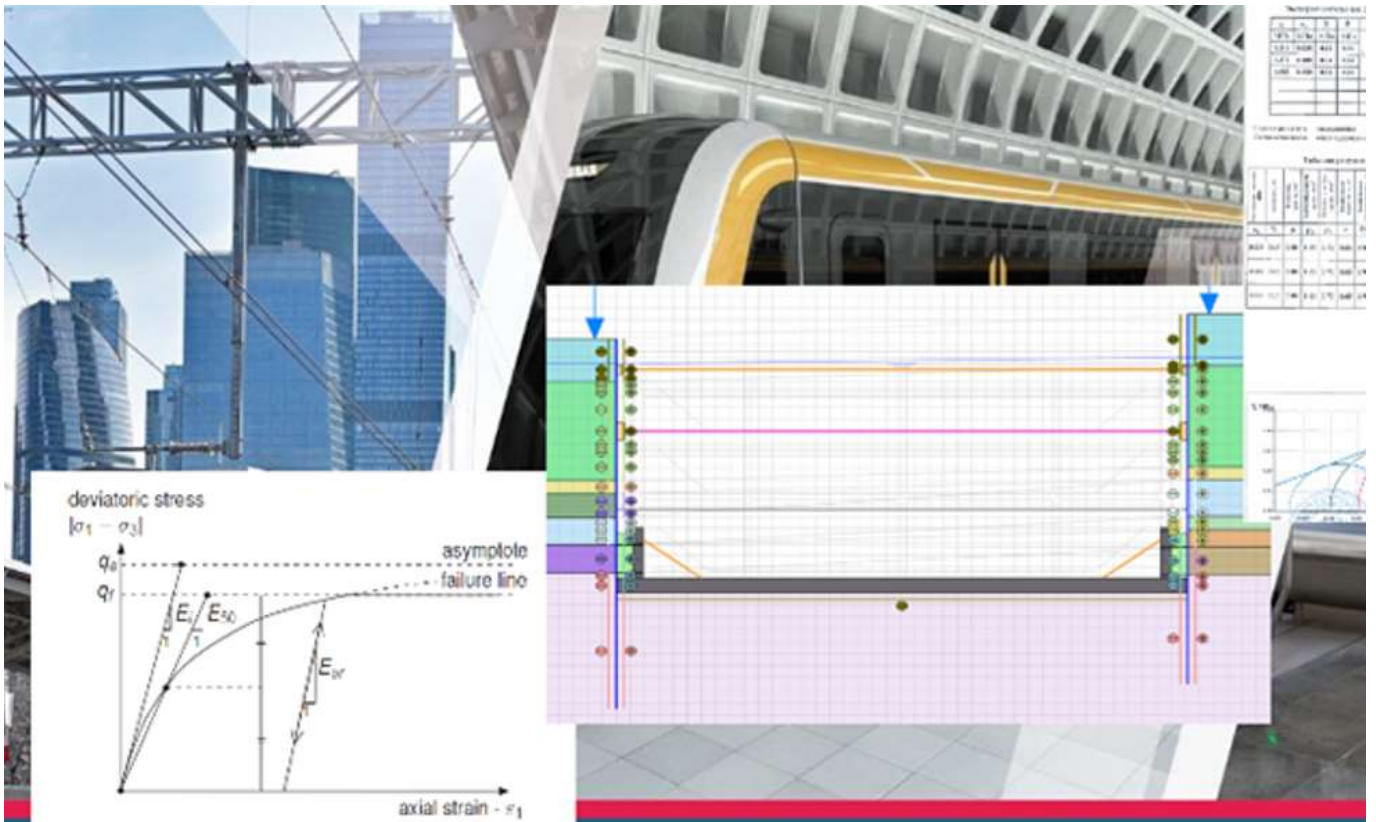


Определение параметров для модели Hardening Soil. Практика



Модель Hardening Soil (модель с двойным упрочнением) заслуженно считается самой распространённой при выполнении геотехнических расчетов в программах конечно-элементного анализа. Популярность перед более простой идеально упругопластической моделью Кулона-Мора объясняется более точным совпадением математического моделирования с опытными данными. Повторение сложного поведения грунта при нагружении достигнуто путем введения гиперболической зависимости (нелинейности) поведения вместо билинейной, учета повышения жесткости с повышением напряжения (с глубиной) по степенному закону, введение модуля деформации по ветви вторичного нагружения, возможности учета коэффициента переуплотнения OCR и так далее. Несмотря на достаточно длительный период использования программ типа Plaxis и модели упрочняющегося грунта, до сих пор встречается некоторое непонимание при определении основополагающих параметров модели. В данной статье автор делится практическим опытом подготовки и интерпретации инженерно-геологических изысканий для определения характеристик модели Hardening Soil. Затрагиваются спорные вопросы, способы их решения и попытка их обоснования на примерах конкретных лабораторных испытаний. Основное внимание уделено назначению граничных условий при проведении трехосных и компрессионных испытаний грунта для определения модулей деформации при 50% прочности, одометрического модуля, модуля разгрузки / повторной нагрузки, степенного показателя Ohde. При определении каждого параметра для подтверждения и доказательства верности выводов, прикреплены результаты лабораторных испытаний с интерпретацией.

**Основная цель данной публикации – помочь геотехникам избежать ошибок при выполнении расчетов. Помимо этого, в статье сделана попытка выработки единых подходов к определению параметров модели.**

**Сигута Юрий Васильевич**

Ведущий инженер АО «Мосинжпроект», г. Москва, Россия

Siguta.yv@gmail.com

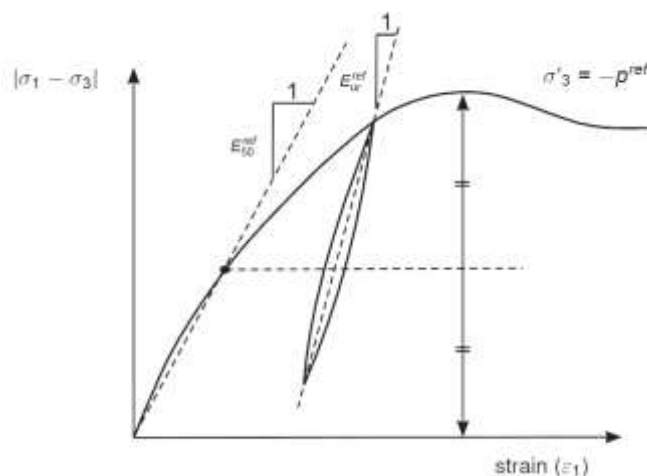
## Введение

При проектировании объектов метрополитена в г. Москве большинство расчетов выполняется с помощью программ конечно-элементного анализа и с использованием модели упрочняющегося грунта. Все стационарные котлованы, а также глубокие котлованы для притоннельных сооружений проходят экспертизу только при наличии расчетов с использованием модели «Hardening Soil». Более того, на сегодняшний день, уже невозможно согласовать расчеты, не имея прямых лабораторных испытаний для модели «HS». В данной работе хотелось бы остановиться на конкретных аспектах определения входных параметров модели, имеющих расхождения интерпретации в различных грунтовых лабораториях.

Для выполнения расчетов, в ходе лабораторных испытаний необходимо определить механические параметры модели:  $c$ ,  $\phi$ ,  $\psi$ ,  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $m$ ,  $\nu_{ur}$ , а также  $K_0$ ,  $OCR$  и  $K\phi$ . Хотелось бы детально остановиться на некоторых из них.

**$E_{50}^{ref}$  – секущий модуль деформации при 50% прочности**

Определение модуля  $E_{50}$  осуществляется из испытаний в камере трехосного сжатия в консолидированно-дренированных условиях при осесимметричном статическом нагружении и регламентируется ГОСТ 12248-2010. По результатам испытаний строится график зависимости относительных деформаций  $\epsilon$  от девиатора напряжений  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  (рис. 1) [18].



**Рис.1 График трехосных испытаний**

Первая проблема, с которой приходится сталкиваться, это неясность в назначении опорного давления  $p_{ref}$ .  $P_{ref}$  является всесторонним («гидростатическим») давлением при выполнении изотропной консолидации в приборах трехосного сжатия. Согласно ГОСТ 12248-2010 при проведении трехосных испытаний, значения давления консолидации назначается «с учетом расчетных нагрузок от сооружения и бытового давления», что дает право назначать в качестве всестороннего давления напряжения равные бытовым, т.е.  $p_{ref} = \sigma_1 = \gamma \cdot h$ . Однако, согласно руководству пользователя Plaxis, для  $E_{50}^{ref}$  и  $E_{ur}^{ref}$ , опорное давление  $p_{ref}$  является наименьшим главным напряжением  $\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$ , которое в испытании на трехосное сжатие является всесторонним давлением. А так как речь идет об эффективном напряжении, то необходимо учитывать и взвешивающее действие воды.

В качестве примера возможно рассмотреть две площадки Большой Кольцевой Линии московского метрополитена «БКЛ», находящиеся на одном перегоне в небольшом отдалении друг от друга. По результатам изысканий выделены общие инженерно-геологические элементы для всего перегона, определены единые физико-механические характеристики. Однако, испытания для модели «HS» выполнены для двух площадок при различных всесторонних давлениях. Результаты испытаний грунтов приведены в таблицах №1-3.

Таблица 1

**Площадка №1. Pref принято равным бытовому давлению**

ИГ Э	$p_{ref}$ , кПа	$E_{50ref}$ , МПа	$E_{oedref}$ , МПа	$E_{urref}$ , МПа
31	150	27	25	73
49	450	28	23	57

Таблица 2

**Площадка №2. Pref принято равным напряжению с учетом коэффициента бокового давления  $K_0$**

ИГ Э	$p_{ref}$ , кПа	$E_{50ref}$ , МПа	$E_{oedref}$ , МПа	$E_{urref}$ , МПа
31	60	27	11	79
49	160	28	20	109

Для возможности оценки полученных результатов испытаний, приведем значения модулей деформации полученных на площадке №2 к опорным давлениям, принятым для площадки №1. Пересчет на новый уровень напряжений ведется согласно следующей зависимости (1):

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c' \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (1)$$

Полученные значения деформационных характеристик отображены в сводной таблице (табл. 3).

Таблица 3

Сводная таблица модулей деформации в пересчете к единым давлениям  $p_{ref}$

ИГ Э	$p_{ref}$ , кПа	$E_{50ref}$ , МПа		$E_{oedref}$ , МПа		$E_{urref}$ , МПа	
		Пл. №1	Пл. №2	Пл. №1	Пл. №2	Пл. №1	Пл. №2
31	150	27	41	25	17	73	120
49	450	28	54	23	39	57	211

Т.е. для общих инженерного-геологических элементов, но испытанных при разных всесторонних давлениях, получены значения модулей деформации, различающиеся друг от друга от 1,5 до 3,7 раз.

Различия характеристик для «HS» при двух котлованах схожей глубины и в схожих геологических условиях привели к необходимости применения спец. способов (донного грунтоцементного массива) для площадки №1.

В качестве второго примера возможно рассмотреть проведение еще одних испытаний. Здесь испытания проводились при различных опорных давлениях одного инженерно-геологического элемента (ИГЭ) и на одной площадке. Результаты частных определений модулей  $E_{50}^{ref}$  в зависимости от  $p_{ref}$  см. рис. 2.

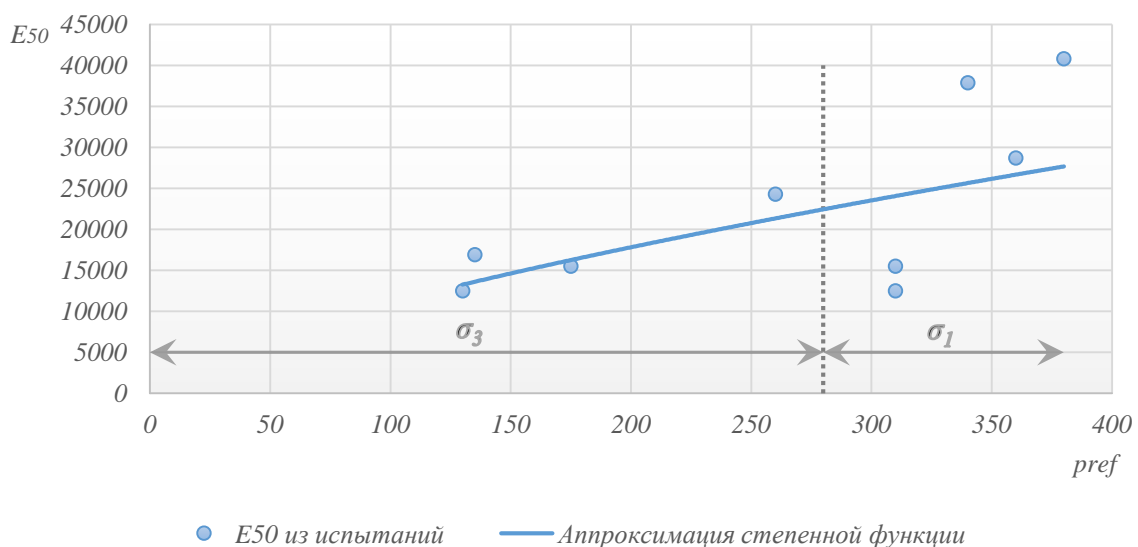


Рис. 2. Результаты трехосных испытаний для определения  $E_{50}^{ref}$

На рис. 2 степенная функция довольно точно аппроксимируется в диапазоне напряжений  $\sigma_3$  и совершенно не соответствует поведению грунта за его пределами, что еще раз доказывает важность выбора всестороннего давления.

Следующий нюанс состоит в введении в модели «HS» такого параметра как предел прочности  $q_f$ :

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2)$$

Физический смысл  $q_f$  есть ничто иное, как условие прочности, сформулированное Кулоном с помощью представления напряженного состояния Мора (рис. 3) [1]:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi} = \sin \varphi \quad (3)$$

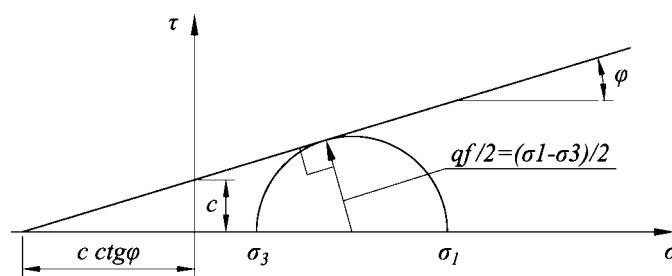


Рис. 3. Условие прочности Мора – Кулона

Введение условия прочности  $q_f$  обусловлено бесконечностью гиперболической функции и необходимостью установления критерия разрушения (рис. 4) [18].

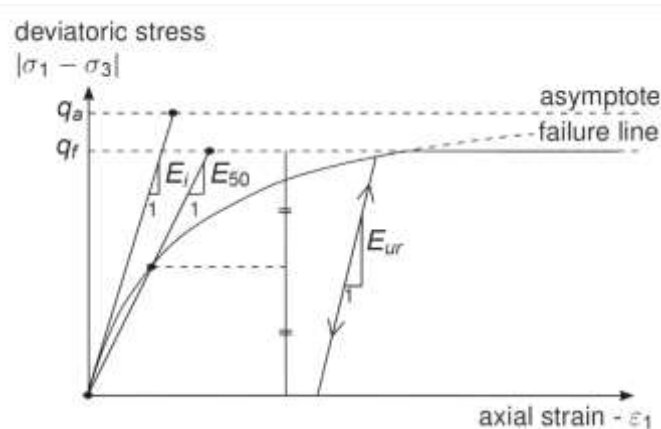


Рис.4. Предел прочности  $q_f$

Отсюда следует различие в подходах ГОСТ 12248-2010 и «HS». При определении модуля  $E_{50}$  по ГОСТ 12248-2010, секущая для каждого испытания проводится через точку с ординатой:

$$(\sigma'_1)_{50} = \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{1c}}{2} \quad (4)$$

где  $\sigma'_{1f}$  - напряжение при разрушении;

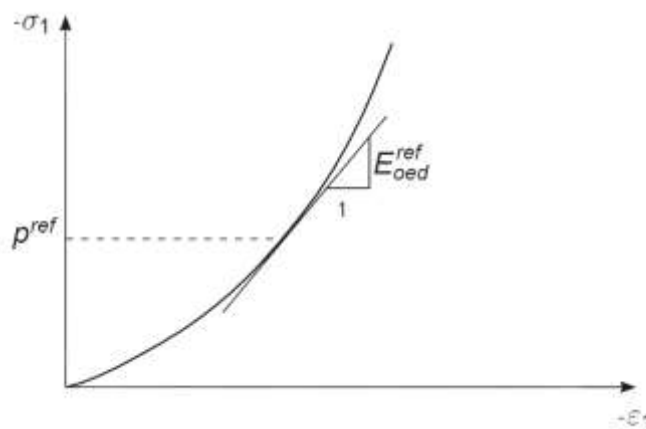
Тогда как, согласно методике «HS» для всех испытаний определяется единый диапазон напряжений и единая ордината:

$$(\sigma'_1)_{50} = \frac{q_f + \sigma'_{1c}}{2} \quad (5)$$

Таким образом, перед выполнением трехосных испытаний, необходимо заранее найти значение девиатора  $q_f$  по заранее определенным параметрам прочности  $c$  и  $\varphi$ .

**$E_{oed}^{ref}$  – модуль деформации, полученный из компрессионных испытаний при заданном значении опорного давления**

Для определения одометрического модуля, в отличии от трехосных испытаний, используется бытовое давление  $\sigma_1'$ . В точке кривой с ординатой  $p_{ref} = \sigma_1'$  строится касательная, тангенс угла которой и является модулем  $E_{oed}^{ref}$  (рис. 5) [18].



**Рис. 5. График одометрических испытаний**

Но так как в Plaxis возможно внести только одно значение  $p_{ref}$  для всех модулей деформации, то необходимо привести полученное значение  $E_{oed}$  при  $p_{ref} = \sigma_1'$  к значению  $E_{oed}$  при  $p_{ref} = \sigma_3'$  одним из двух способов:

- при определении  $m$  из трехосных испытаний:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c' \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (6)$$

- при использовании степенного показателя  $m$ , полученного из компрессионных испытаний,  $E_{oed}^{ref}$  определяется напрямую для ординаты  $p_{ref} = \sigma_3$ .

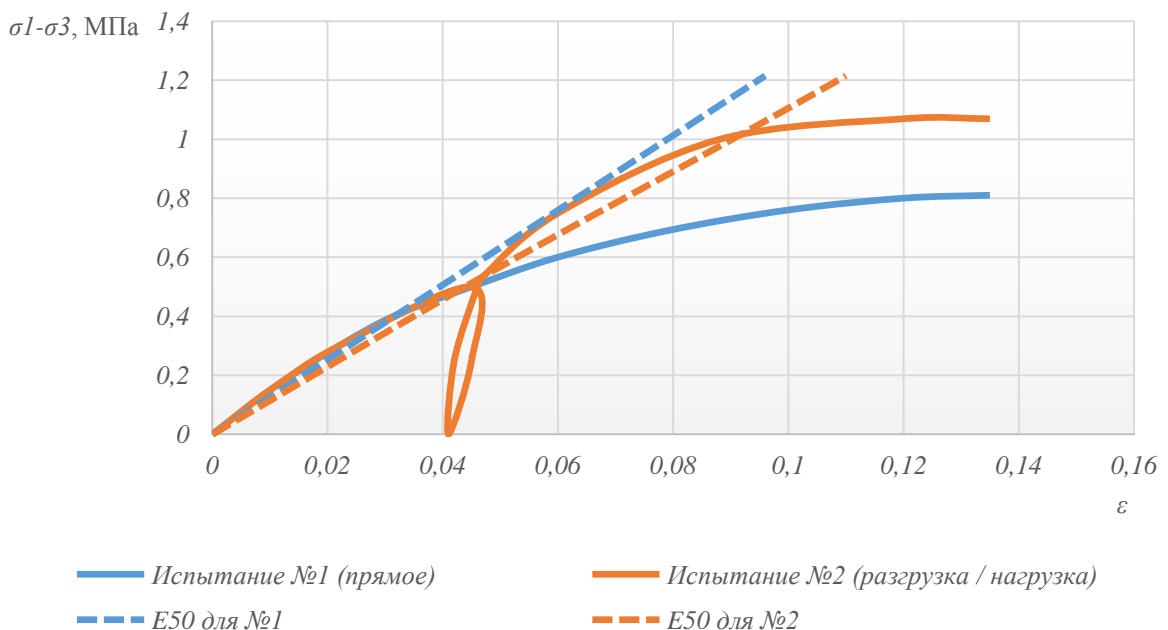
Различия в этих подходах основаны на различных степенных показателях, полученных из компрессионных и трехосных испытаний, о чем будет сказано ниже.

**$E_{ur}^{ref}$  – модуль разгрузки / повторного нагружения**

При определении  $E_{ur}^{ref}$  следует учесть два нюанса:

- разгрузку необходимо производить как можно ближе к заранее определенному пределу прочности  $q_f$ , тем самым максимально выбрав упругие деформации;

- не допускается определение  $E_{50}^{ref}$  и  $E_{ur}^{ref}$  из одного испытания в виду существенного различия в поведении грунта. На рис. 6 отображен график испытаний одного образца по траекториям прямого нагружения и траектории разгрузка – повторная нагрузка. Модуль деформации  $E_{50}$ , определенный по графику прямого нагружения составил  $E_{50} = 12,6$  МПа, по испытанию с разгрузкой -  $E_{50} = 11,3$  МПа. Разница при определении составила более 10%. При определении  $E_{50}^{ref}$  с введением ограничения прочности  $q_f$  (рис. 7) ситуация несколько улучшается. Но последующее проведение виртуальных испытаний в SoilTest с завышенной асимптотической прочностью даст искажение искомым характеристикам. Этот момент, как и вообще работу с SoilTest, необходимо отдельно подробно разобрать, что, я надеюсь, будет освящено в следующих публикациях.



**Рис. 6. График реальных испытаний с разгрузкой и без**

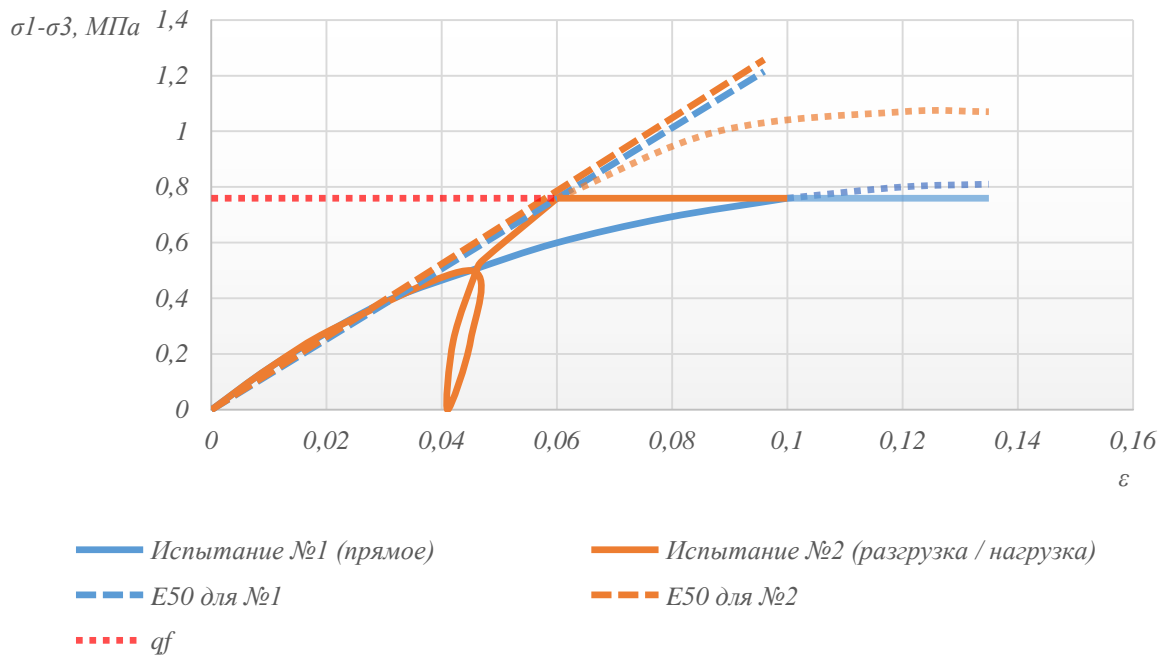


Рис. 7. Введение ограничения девиатора по  $q_f$

**$m$  – степенной показатель Ohde**

$m$  является степенным параметром в (1) и (6) и служит для установления зависимости повышения модулей деформации от напряжений.

Данный параметр извлекается либо из одометрических, либо из трехосных испытаний в зависимости от характера задачи. Значения  $m$  при этом могут значительно отличаться.

Пример определения степенного показателя  $m$  из изысканий для одного из московских объектов по трехосным  $m_{triaxial}$  и по компрессионным  $m_{oed}$  испытаниям (табл. 4).

Таблица 4

**Данные изысканий**

ИГЭ	$m_{triaxial}$	$m_{oed}$
ИГЭ -4. Глина полутвердая	0.762	0.769
ИГЭ -5. Глина мягкопластичная	0.795	0.309
ИГЭ -6. Глина тугопластичная	0.278	0.628
ИГЭ -10. Суглинок мягкопластичный	0.511	0.674
ИГЭ -11. Суглинок тугопластичный	0.87	0.912



<i>ИГЭ -12. Суглинок полутвердый</i>	0.764	0.701
<i>ИГЭ -26. Суглинок тугопластичный</i>	0.619	0.902
<i>ИГЭ -27. Суглинок полутвердый</i>	0.563	0.813
<i>ИГЭ -34. Суглинок мягкопластичный</i>	0.404	0.672
<i>ИГЭ -35. Суглинок тугопластичный</i>	0.63	0.764
<i>ИГЭ -38. Песок пылеватый плотный</i>	0.617	0.659
<i>ИГЭ -39. Песок мелкий плотный</i>	0.499	0.553

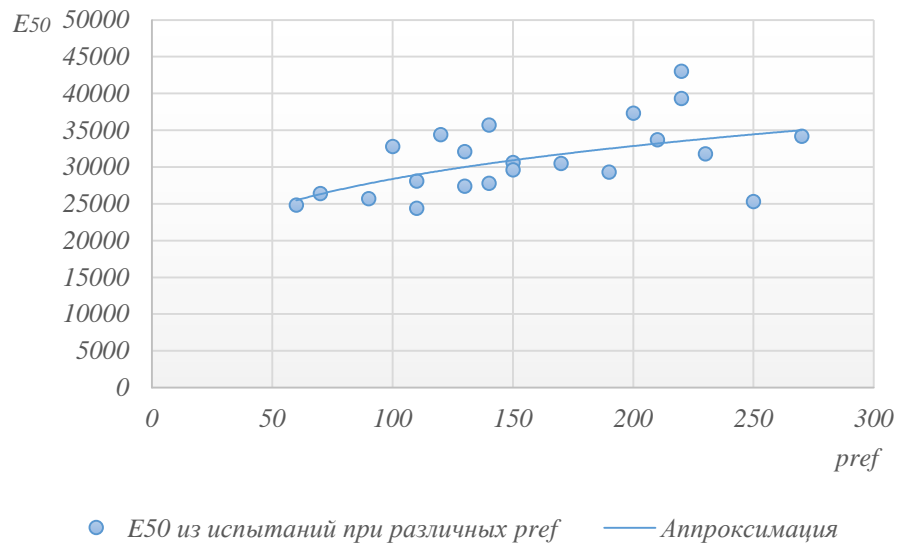
Выбор испытаний для извлечения показателя  $m$  строится на определении доминирующей схемы работы грунта.

Так, при расчетах ограждений котлованов развиваются преимущественно деформации сдвига, которые проявляются при трехосных испытаниях. Следовательно, и параметр  $m$  необходимо определять из трехосных испытаний:

$$m = \frac{\ln\left(\frac{E_{50}}{E_{50}^{ref}}\right)}{\ln\left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi}\right)} \quad (7)$$

Очевидно, что данный параметр является существенным при значительной толще инженерно-геологического элемента (более 4-5 м). В этом случае, определение диапазона всестороннего давления для испытаний требует тщательного внимания.

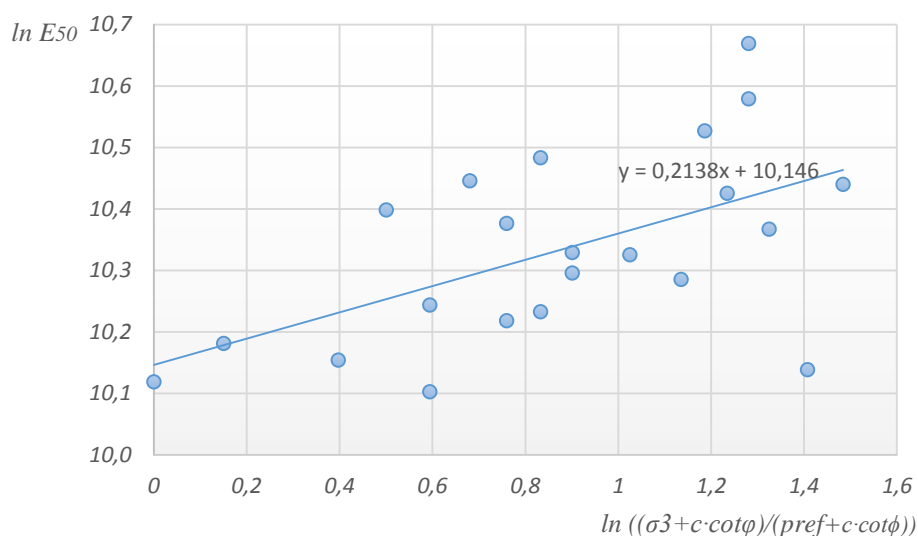
Очередной пример получения модулей деформации  $E_{50}$  на объекте московского метрополитена. В данных испытаниях  $p_{ref}$  назначалось индивидуально для каждого образца (рис. 8).



**Рис. 8. Значения  $E_{50}$  при различных  $p_{ref}$**

Из графика следует, что данный грунт оказался далек от идеальной модели со степенной зависимостью. И, если бы для определения  $m$  проводилось единственное испытание с увеличенным (отличающимся) всесторонним давлением, результат был бы не предсказуем. Так, по результатам испытаний на рис. 8 показатель  $m$  мог бы принимать значения от 0 до 0,45.

Для определения степенного показателя Ohde рекомендуется выполнять несколько испытаний при различных опорных давлениях. По результатам испытаний построить график согласно зависимости (7) и выполнить линейную аппроксимацию, где угловым коэффициентом будет являться искомый показатель  $m$ . Пример определения  $m$  из приведенных выше трехосных испытаний показан на рис. 9.



**Рис. 9. Определение показателя  $m$  ( $m=0.21$ )**

## Закключение

Данная статья затрагивает только некоторую часть спорных моментов в определении характеристик для модели упрочняющегося грунта. Существует еще множество вопросов, в которых геотехники не достигли единого мнения, что должно служить поводом для дальнейшего обсуждения и углубленного изучения этих моментов.

На основе изложенного материала, хотелось бы сделать следующие выводы для практического применения инженерами-геологами и геотехниками в своей работе:

- 1) При проведении трехосных испытаний для модели Hardening Soil в качестве опорного давления  $p_{ref}$  необходимо принимать наименьшее главное напряжение  $\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$ . Превышение бокового давления грунта относительно природного может привести к получению ошибочных результатов.
- 2) Перед обработкой трехосных испытаний для получения модулей деформации, следует определить единый предел прочности  $q_f$ .
- 3) В качестве единого опорного давления для ввода в программу, рекомендуется использовать  $p_{ref}$  из трехосных испытаний и пересчитать соответствующий компрессионный модуль  $E_{oed}^{ref}$ .
- 4) Для определения модулей разгрузки / повторной нагрузки  $E_{ur}^{ref}$  и модуля деформации при 50% прочности  $E_{50}^{ref}$  следует проводить отдельные испытания. Разгрузку необходимо проводить как можно ближе к пределу прочности  $q_f$ .
- 5) Определение степенного показателя  $m$  для расчета ограждений котлованов рекомендуется осуществлять из трехосных испытаний. При значительной мощности слоя, необходимо выполнить несколько дополнительных испытаний при  $p_{ref}$ , отличных от принятого бокового напряжения. Назначение количества дополнительных испытаний рекомендуется производить в зависимости от мощности слоя. Извлечение показателя  $m$  выполнить из построения зависимости с аппроксимацией линейной прямой с угловым коэффициентом.

## Список литературы

1. Болдырев Г.Г., 2014. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. Прондо, Москва.
2. Болдырев Г.Г., 2014. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения деформационных характеристик грунтов. Инженерные изыскания, №5-6, с. 98-108.
3. Друкер Д., Прагер В., 1975. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование. Механика. МИР, Москва, с. 166-177.
4. Ильичев В.А., Мангушев Р.А., 2016. Справочник геотехника. АСВ, Москва.
5. Мирный А.Ю., 2015. Трехосные испытания грунтов: теория и практика. Геомаркетинг, Москва.
6. Строкова Л.А., 2008. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов. Известия Томского политехнического университета, Т. 313. № 1, с. 69–74.
7. Строкова Л.А., 2010. Обратная задача определения параметров грунтов методом конечных элементов. Известия высших учебных заведений. Геология и разведка, №2. с. 44-49.

8. Строкова Л.А., 2013. Определение параметров деформируемости грунтов для упругопластических моделей. Вестник Томского государственного университета, № 367, с. 190–194.
9. Тер-Мартиросян А.З., Мирный А.Ю., 2017. Преимущества применения современных численных моделей на примере объектов Москвы и Санкт-Петербурга. Материалы докладов XIII Общероссийской научно-практической конференции и выставки «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации», с. 513-520.
10. Терцаги К., 1961. Теория механики грунтов. Стройиздат, Москва.
11. Терцаги К., Пек Р., 1958. Механика грунтов в инженерной практике. Стройиздат, Москва.
12. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Шашкин В.А., 2014. Основы совместных расчетов зданий и оснований. Георекострукция, Санкт-Петербург.
13. Федоренко Е.В., 2016. Геотехника и геосинтетика в вопросах и ответах. WWW.DARIKNIGI.RU, Санкт-Петербург.
14. Шапиро Д.М., 2012. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники. Научная книга, Воронеж.
15. Brinkgreve R.B.J., 1994. Geomaterial models and numerical analysis of softening. PhD Thesis. Delft University of Technology Press, Delft.
16. Duncan J.M., Chang C.-Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, V. 96(SM5), pp. 1629—1653.
17. Janbu N., 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings of the 4-th European conference on soil mechanics and foundation engineering. Wiesbaden, pp. 19–25.
18. Plaxis bv, 2012. Plaxis 2D. Руководство пользователя 2012, НИП-Информатика.
19. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., 1999. The hardening-soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in computational geotechnics. Balkema. Rotterdam, pp. 281–296.
20. Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G., 1998. From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis Wuhan, China, pp. 2469– 2478.

## References

1. Boldyrev G. G., 2014. Methods for determining the mechanical properties of soils with comments to GOST 12248-2010. Pronto, Moscow. (in Russian)
2. Boldyrev G. G., 2014. Interpretation of the results of laboratory tests to determine the deformation characteristics of soils. Engineering research, No. 5-6, pp. 98-108
3. Drucker, D., Prager W., 1975. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Mechanics. MIR, Moscow, pp. 166-177. (in Russian)
4. Pilychev V. A., R. A. Mangushev, 2016. Handbook geotechnical engineering. ASV, Moscow. (in Russian)
5. Mirniy A.Y., 2015. Three-axis soil testing: theory and practice. Geomarketing, Moscow. (in Russian)
6. Strokova L., 2008. Determination of parameters for numerical modeling of soil behavior. News of Tomsk Polytechnic University, Vol. 313, No. 1, pp. 69-74. (in Russian)
7. Strokova L., 2010. The inverse problem of determining soil parameters by finite element method. News of higher education institutions. Geology and exploration, No. 2, pp.44-49. (in Russian)

8. Strokova L., 2013. Determination of soil deformability parameters for elastic-plastic models. Bulletin of Tomsk state University, No. 367, pp. 190-194. (in Russian)
9. Ter-Martirosyan A.Z., Mirny A.Y., 2017. Advantages of application of modern numerical models on the example of Moscow and St. Petersburg objects. Proceedings of the XIII all-Russian scientific-practical conference and exhibition "Prospects of development of engineering research in construction in the Russian Federation", pp. 513-520. (in Russian)
10. Terzaghi, K., 1961. The Theory of soil mechanics. Stroyizdat, Moscow. (in Russian)
11. Terzaghi, K., Peck, R., 1958. Soil mechanics in engineering practice. Stroyizdat, Moscow. (in Russian)
12. V. M. Ulitsky, A. G. Shashkin, K. G. Shashkin, A. V. Shashkin, 2014. A basis for joint calculations of buildings and grounds. Georeconstruction, Saint-Petersburg. (in Russian)
13. Fedorenko E. V., 2016. Geotechnical engineering and geosintetika in questions and answers. WWW.DARIKNIGI.RU, Saint-Petersburg. (in Russian)
14. Shapiro D. M., 2012. Theory and computational models of bases and objects of geotechnics. Scientific book, Voronezh. (in Russian)
15. Brinkgreve R.B.J., 1994. Geomaterial models and numerical analysis of softening. PhD Thesis. Delft University of Technology Press, Delft.
16. Duncan J.M., Chang C.-Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, V. 96(SM5), pp. 1629—1653.
17. Janbu N., 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings of the 4-th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Wiesbaden, pp. 19–25.
18. Plaxis bv, 2012. Plaxis 2D. User manual 2012, NIP-Informatika. (in Russian)
19. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., 1999. The hardening-soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in computational geotechnics. Balkema. Rotterdam, pp. 281–296.
20. Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G., 1998. From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis Wuhan, China, pp. 2469– 2478.