УДК 624.131

Л.А. Строкова

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТОВ ДЛЯ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ

Одним из важных аспектов при строительстве городских туннелей является мониторинг оседания поверхности с целью минимизации нарушений работы близлежащих зданий и коммуникаций. Сочетание имеющихся эмпирических, аналитических решений с численным моделированием позволяет осуществлять обоснованные прогнозы размеров мульды оседания. В работе представлены результаты определения модулей деформации по данным моделирования компрессионных, трехосных и испытаний дилатометром. Моделирование осуществлялось при помощи упругопластической модели с изотропным упрочнением Hardening Soil (PLAXIS). Дана характеристика модели с перечнем параметров, входящих в нее. Подробно показано нахождение параметра нелинейности компрессионной кривой. Установлены расчетные значения показателей деформируемости пород.
Ключевые слова: упругопластические модели; деформируемость; грунт.

С ростом урбанизированных территорий и активным освоением подземного пространства в последние десятилетия значительно возросло использование специального геотехнического программного обеспечения для расчета прочности и устойчивости грунтовых оснований. В работе уделено внимание параметрам деформируемости, необходимым при использовании в расчетах осадок поверхности с использованием упругопластической модели с изотропным упрочнением при устройстве метрополитена г. Мюнхена (ФРГ).

Исходными материалами послужили результаты широкого комплекса полевых и лабораторных исследований автора (2007–2010 гг.) и их последующей камеральной обработки, начатые в Германии, продолженные в России; материалы, опубликованные в научной литературе; фондовые материалы Технического университета г. Мюнхена, Томского политехнического университета, ООО «Геотехника» г. Кемерова.

Лабораторные работы и математическое моделирование выполнены в Центре геотехники Технического университета г. Мюнхена под руководством проф. Н. Фогта в период стажировки с февраля 2007 г. по август 2008 г. Определения физико-механических свойств грунтов выполнялись в стационарной лаборатории Центра геотехники под руководством зав. лабораторией д-ра И. Филлибека согласно заданию на лабораторные испытания и в соответствии с действующими нормативами ФРГ.

Автор принимала участие:

1) в лабораторных работах (определение гранулометрического состава крупнообломочных, песчаных и глинистых пород, пределов пластичности, плотности, прочностных и деформационных свойств методами трехосных, компрессионных испытаний, одноплоскостного сдвига по 30 скважинам);

2) камеральной обработке трехосных испытаний для определения характеристик грунтов по отдельным программам для нестандартных, в том числе нелинейных методов расчета оснований фундаментов сооружений;

3) математическом моделировании изменения напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов при помощи упругопластических моделей.

В Техническом университете Мюнхена было создано около 200 расчетных моделей, из них для расчета деформаций земной поверхности при проходке метро (рассчитаны 22 поперечника, для которых проходка осуществлялась *методом НАТМ*, 10 поперечников *с осушением массива*, 4 поперечника *с цементационной завесой и проходкой горной выработки под высоким давлением*; 4 поперечника для *сравнения 2D–3D моделей*) и 3 глубоких котлованов; в Томском политехническом университете было создано 8 расчетных моделей: 4 поперечника для расчета осадок музыкального театра г. Кемерова и 4 поперечника для расчета устойчивости откоса на участке строительства опытно-промышленного предприятия кучного выщелачивания в Алданском районе Якутии [1–2].

Создание первых расчетных моделей опиралось на полевые и лабораторные исследования свойств горных пород, данные геотехнического мониторинга. Имитация испытаний компрессионных, трехосных и дилатометром позволила корректно назначить входные параметры созданных моделей. Разработка последних расчетных моделей проводилась без использования полноценных трехосных испытаний на базе имеющегося опыта, поэтому результаты расчетов рассматриваются как ориентировочные.

По своему географическому положению исследуемый район относится к центральной части Баварского плоскогорья, расположенного между верхним течением р. Дуная на севере и отрогами Баварских Альп на юге. Предгорное плато высотой 400–600 м покрывают мощные накопления ледниковых отложений, оставленных альпийскими ледниками.

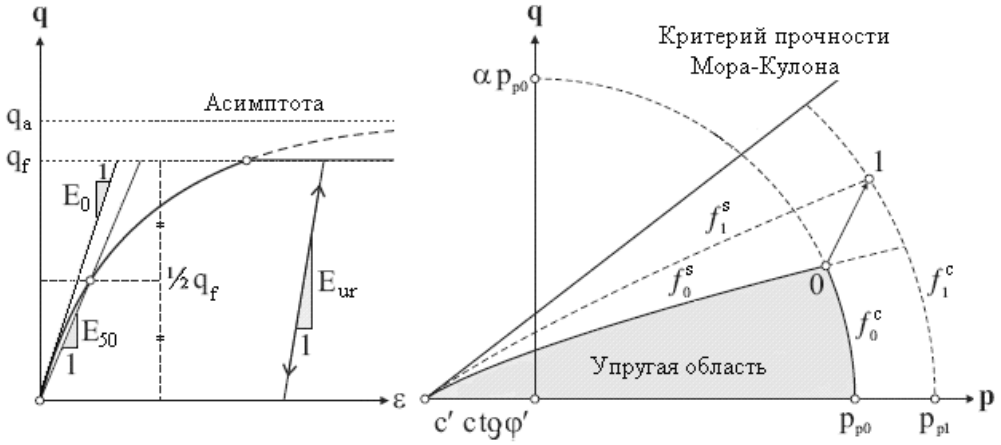
В разрезе выделяются 2 основных комплекса: 1) верхний так называемый Мюнхенский Шотерэбене – четвертичные флювиогляциальные и аллювиальные отложения р. Изар. Этот слой, имеющий форму *клина* площадью 1,50 кв. км и мощностью 10–40 м, сложен плохо сортированными грунтами плотного и очень плотного сложения, состоящего из дресвы, щебня, гравия и валунов, иногда сцементированных до конгломератов (нагельфлю). Шотерэбене подстилают миоценовые отложения верхней континентальной молассы мощностью до 2 000 м, представленные плотными слабопроницаемыми суглинками, глинами с линзами песков, гравия, щебня.

Расчеты напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов проводились с использованием упругопластической модели с изотропным упрочнением Hardening Soil (HS), реализованной в программном

комплексе PLAXIS. Модель точно описывает поведение грунта при экскавации грунта, при устройстве подпорных стен и проходке туннелей, сопровождающейся уменьшением среднего эффективного напряжения и одновременно мобилизацией сопротивления пород сдвигу.

Ограничения модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, непригодность для моделирования динамических процессов [3–6].

Модель HS включает: в качестве поверхности разрушения – формулировку Мора – Кулона; для описания упругой области напряженно-деформированного состояния – гиперболическую формулировку Duncan-Chang [4] с изменяемыми модулями упругости для траектории первичного нагружения и траектории разгружения – повторного нагружения; для описания пластических сдвиговых и объемных деформаций – две функции текучести для девиаторного f^s и изотропного f^c нагружений соответственно (рис. 1, *б*).



а *б*

Рис. 1. Гиперболическое отношение между напряжениями и деформациями (*а*) и поверхности текучести модели Hardening Soil (*б*) [7]

Основные определяющие уравнения: гиперболическое отношение; суммируемость деформаций; функция текучести; закон пластического течения материала; закон пластического упрочнения.

Уточним формулировки:

– Для описания нелинейной упругой области используется гиперболическое отношение между девиаторным напряжением q и деформацией ε в ходе дренированных трехосных испытаний (рис. 1, *а*), впервые предложенное R.L. Kondner и J.S. Zelasko в 1963 г., дополненное J.M. Duncan и C.-Y. Chang в 1970 г.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a}.$$

Асимптотическое девиаторное напряжение q_a связано с максимальным девиаторным напряжением q_f уравнением $q_a = q_f/R_f$, где

$$q_f = (c' \cdot \mathrm{ctg}\varphi' + \sigma'_3) \frac{2\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'}.$$

Величина R_f для большинства грунтов изменяется в пределах 0,75…1 [6].

Секущий модуль упругости $E_{50}{}^{ref}$ и модуль упругости при разгрузке – повторном нагружении $E_{ur}{}^{ref}$ являются величинами, зависящими от сцепления c, угла внутреннего трения φ, сдерживающего напряжения σ'_3, и определяются из трехосных испытаний по формулам

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c\cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c\cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m,$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c\cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c\cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m.$$

– Независимые от времени, упругие и пластические приращения деформаций действуют независимо друг от друга. Полное приращение деформации складывается из упругих и пластических приращений:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}{}^e + d\varepsilon_{ij}{}^p.$$

– В процессе пластического деформирования поверхность текучести изменяется двояко.

1. Функция текучести для девиаторного нагружения f^s описывает пластические сдвиговые деформации и задается уравнением

$$f^s = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p,$$

где $\gamma^p = -\left(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p\right)$ – параметр упрочнения. При девиаторном нагружении пластические объемные деформации пренебрежимо малы по сравнению с сдвиговыми, т.е. $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$. При первичном нагружении проявляются и упругие ε^e, и пластические ε^p деформации. При разгрузке – повторном нагружении возникают преимущественно упругие деформации, которые при трехосных испытаниях определяются $\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}$, причем $\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$.

Потенциал пластичности при девиаторном нагружении g^s задается уравнением

$$g^s = \left(\sigma'_1 - \sigma'_3\right) - \left(\sigma'_1 + \sigma'_3\right)\sin\psi_m,$$

где ψ_m – мобилизованный угол дилатансии, определяемый по закону дилатансии Rowe (1962) [8].

Поверхность текучести не совпадает с потенциальной поверхностью ($g^s \neq f^s$), т.е. действует неассоциированный закон течения.

2. Функция текучести для изотропного нагружения f^c описывает пластические объемные деформации и задается уравнением $f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} - p^2 - p_p^2$. Поверхность текучести f^c изменяется независимо от f^s. Размеры и формы этой поверхности текучести определяются параметрами α и преднапряжением консолидации p_p. Оба эти параметра являются внутренними параметрами программы PLAXIS и определяются по входным параметрам. Параметр α зависит от коэффициента бокового давления для нормально-консолидированного грунта K_0^{NC} и от отношения E_{50}^{ref} к E_{oed}^{ref}. Параметр p_p зависит главным образом от модуля упругости E_{oed}^{ref}, определяемого из компрессионных испытаний по формуле

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c\cos\varphi - \sigma_1' \sin\varphi}{c\cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m ,$$

где m – показатель степени, предложенный Ohde (1937) для оценки изменения модуля упругости при изменении действующего напряжения по отношению к опорному (атмосферному) давлению $p^{ref} \approx 100$ кН/м^2 [9]. Параметр m для большинства грунтов изменяется в пределах 0,4…1.

Поверхность текучести при изотропном нагружении совпадает с потенциальной поверхностью ($g^c = f^c$), т.е. действует ассоциированный закон течения. Для задания модели необходимо 10 параметров (табл. 1), из них три параметра деформируемости (вместо одного модуля деформации, годного для аналитической модели), а именно: модуль упругости при первичном нагружении E_{50}, модуль упругости при разгрузке – вторичном нагружении E_{ur} и параметр Ohde m, описывающий степень кривизны компрессионной кривой.

Для определения параметров деформируемости миоценовых молассовых глинистых грунтов было обработано около 100 испытаний: 36 компрессионных, 16 K_0-трехосных, 43 дилатометром. Разброс значений модуля деформации миоценовой молассовой твердой глины по данным трех разных равноценных методов представлен на рис. 2.

Таблица 1

Перечень параметров грунта для модели PLAXIS Hardening Soil

Символ	Название	Ед. изм.
E_{50}^{ref}	Секущий модуль упругости при 50%-ном значении (σ_1–σ_3) из трехосных испытаний	кН/м^2
E_{oed}^{ref}	Тангенциальный модуль упругости из компрессионных испытаний	
E_{ur}^{ref}	Модуль упругости при разгрузке – повторном нагружении из компрессионных испытаний	
v_{ur}	Коэффициент Пуассона при разгрузке – повторном нагружении, по умолчанию $v_{ur} = 0{,}2$	–
m (power)	Параметр нелинейности компрессионной кривой	–
K_0	Коэффициент бокового давления грунта $K_0 = \sigma_{xx}'/\sigma_{yy}'$, по Jáky (1944) $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$	–
p^{ref}	Опорный уровень напряжений (Reference stress for stiffnesses), по умолчанию $p^{ref} = 100$	кН/м²
c'	Эффективное сцепление из трехосных испытаний	
φ´ (phi)	Эффективный угол внутреннего трения из трехосных испытаний	град
ψ (psi)	Угол дилатансии из трехосных испытаний (КД), обычно ψ = φ–30°	

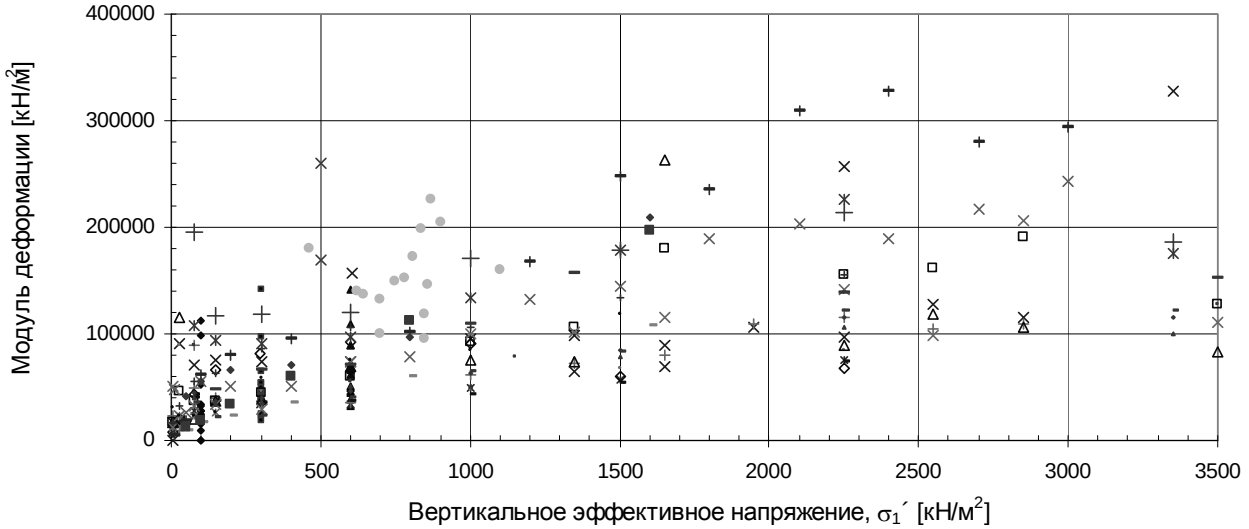


Рис. 2. Разброс значений модуля деформации миоценовой молассовой твердой глины по данным компрессионных, K_0-трехосных и полевых испытаний (дилатометром)

Для сравнения параметров сжимаемости грунта, полученных в ходе компрессионных, трехосных K_0-консолидации и полевых испытаний дилатометром, выбрана контрольная группа образцов миоценовых молассовых глинистых грунтов, представленных в основном твердыми глинами.

Определение параметра нелинейности компрессионной кривой выполнено в MS Excel следующим образом. Вначале на новый лист были скопированы в табличной форме зависимости модуля деформации от уровня эффективных напряжений отдельных испытаний. Затем для каждого опыта путем подстановки двух последова-

тельных значений модуля деформаций, соответствующего вертикального эффективного напряжения σ_1', расчетных значений угла внутреннего трения $\varphi' = 25°$, сцепления $c' = 25$ кПа, $p^{ref} = 100$ кН/м^2 в формулу

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c\cos\phi - \sigma_1' \sin\varphi}{c\cos\phi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m$$

определялся параметр m по характерным ступеням нагружения σ_1'.

Потом подстановкой в вышеуказанную формулу разных значений m, равных 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6 и т.д., были найдены интервалы изменения параметра m раздельно для каждой из ветвей компрессионной кривой. По каждому методу испытаний установлены минимальное, среднее и максимальное значения m в целом для всей группы (табл. 2) и для лабораторных испытаний раздельно по двум подгруппам (наличию или отсутствию) дресвы карбонатов в образцах.

Как видно из табл. 2, значения параметра m, полученные по данным полевых и лабораторных испытаний, более заметно различаются по ветви первичного нагружения и менее – по ветви повторного нагружения. Это объясняется тем известным фактом, что при лабораторных испытаниях происходит разгрузка образца.

Таблица 2

Определение параметра *m* по испытаниям миоценовых твердых глин

Значение *m*	По ветви первичного нагружения		При разгрузке	По ветви повторного нагружения	
	Дилатометр	K_0-консолидация и компрессия	Дилатометр	Дилатометр	K_0-консолидация и компрессия
Минимальное	0,73	0,33 (0,35)	0,03	0,14	0,30 (0,33)
Среднее	0,88	0,37 (0,40)	0,29	0,15	0,30 (0,33)
Максимальное	1,10	0,53 (0,70)	0,30	0,40	0,50 (0,70)

Примечание. В скобках указаны значения *m* для образцов с дресвой карбонатов

На рис. 3 представлен пример определения параметра m для твердой тяжелой глины с единичными включениями дресвы карбонатов (первичное нагружение).

Значения модулей деформации при первичном нагружении и разгрузке – повторном нагружении определены с использованием статистических методов согласно строительным нормам и приведены в табл. 3.

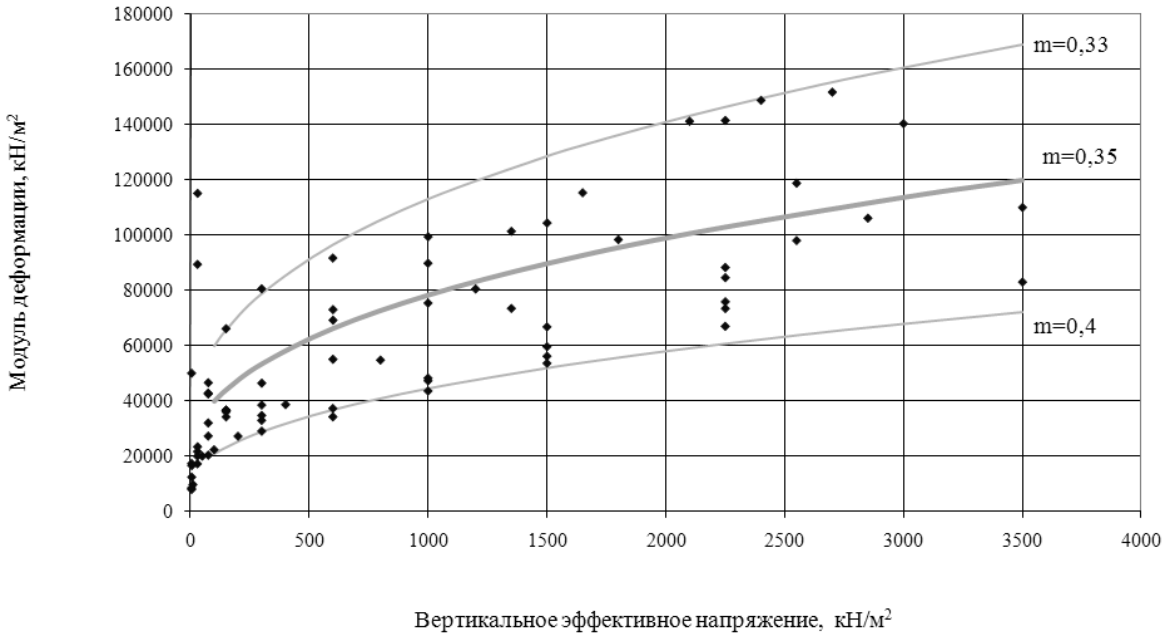


Рис. 3. Определение параметра *m* для твердой глины

Таблица 3

Значения показателей деформируемости грунтов

Название	Обозначение в «PLAXIS»	a, fIII «Шотерэбене»	N_2, песок м/з	N_2, глина твердая	Ед. изм.
Модуль деформации при первичном нагружении	$E_{50} = E_{oed}$	120	95	60	МН/м^2
Модуль деформации при разгружении – повторном нагружении	E_{ur}	240	190	120	МН/м^2
Показатель степени кривизны компрессионной кривой	m	0,5	0,4	0,4	–
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	0,3	0,3	–

Завершающим этапом в установлении параметров деформируемости грунтов явилась имитация компрессионных и трехосных испытаний грунтов с использованием упругопластической модели с изотропным упрочнением [10]. Выполненный вычислительный эксперимент подтвердил правильность установленных параметров деформируемости, что позволило перейти к расчетам осадки.

Выводы:

1. Расширенная обработка данных компрессионных, трехосных и испытаний дилатометром позволила установить значения дополнительных параметров деформируемости, таких как параметр нелинейности компрессионной кривой, модуль деформации при разгружении – повторном нагружении, необходимых для проектирования сооружений повышенного уровня ответственности – метрополитена.

2. Имитация экспериментальных испытаний с помощью метода конечных элементов дала возможность проверить правильность определения параметров деформируемости для расчетов осадки поверхности.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Строкова Л.А.* Численные расчеты осадок музыкального театра г. Кемерово // Инженерные изыскания. 2010. № 9. С. 50–57.
2. *Строкова Л.А.* Оценка устойчивости склона на участке строительства опытно-промышленного предприятия кучного выщелачивания в Алданском районе (Якутия) // Инженерные изыскания. 2011. № 3. С. 46–51.
3. *Brinkgreve R.B.J.* Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration / ed. J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin. American Society of Civil Engineers. 2005. Vol. 128. P. 69–98.
4. *Schanz T.* Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien // Mitt. Inst. für Geotechnik 45. Universität Stuttgart. Stuttgart, 1998. 152 p.
5. *Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G.* The Hardening-Soil Model: Formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam : Balkema, 1999. P. 281–290.
6. *Duncan J.M., Chang C.-Y.* Nonlinear analysis of stress and strain in soils // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. № 96 (SM5). P. 1629–1653.
7. *Brinkgreve R.B.J. et al.* PLAXIS, 2D Version 8. Rotterdam : Balkema, 1997. 200 p.
8. *Rowe P.W.* The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact // Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. 1962. Vol. 269. P. 500–527.
9. *Ohde J.* Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund // Der Bauingenieur. 1939. № 20. Heft 33/34. S. 451–459.
10. *Строкова Л.А.* Калибровка модулей упругости для упругопластической модели путем моделирования лабораторных испытаний // Известия ТПУ. 2009. Т. 315, № 1. С. 87–92.

Статья представлена научной редакцией «Науки о Земле» 15 октября 2012 г.