

Ғимарат негіздігінің сандық есептеулері үшін қолданылатын дисперстік топырақтың сызықтық емес күйінің математикалық моделі

¹***АЛЕНОВ Қанат Табынұлы**, аға оқытушы, alen80k@mail.ru,

²**БЕСІМБАЕВ Ерік Тұрашұлы**, т.ғ.д., профессор, erik.bessimbaev@mail.ru,

¹**СЕЙТМУРАТОВ Аңғысын Жасаралұлы**, ф.-м.ғ.д., профессор, angisin_@mail.ru,

¹«Қорқыт Ата атындағы Қызылорда университеті» КеАҚ, Әйтеке би көшесі, 29а, Қызылорда, Қазақстан,

²«Қ.И. Сәтбаев атындағы Қазақ ұлттық техникалық зерттеу университеті» КеАҚ, Сәтбаев көшесі, 22, Алматы, Қазақстан,

*автор-корреспондент.

Аңдатпа. Топырақтың нығайу барысындағы моделі деформациялардың кернеулерге сызықтық емес тәуелділігін көлемдік және ығысу деформациясы кезінде бейнелейді, сондай-ақ екі анықталмаған ағымдағы бетін қамтиды – яғни, топырақтың нығайу процесіндегі ығысуы мен көлемдік сығылуы. Сонымен қатар, модель дискретті орталарға тән дилатансиялық пен контракциялық процестеріне әсер етеді. Сондықтан біздің жұмысымызда дисперсті топырақтың (ұнтақ топырақтың) сызықтық емес күйінің математикалық моделін қарастырамыз. Бұл модель ғимарат негіздерін сандық есептеулерде, әсіресе тығыз саздар үшін ең қолайлы болып табылатын, топырақтың нығайу процессін сипаттауда қолданылады. Ол орташа тиімді кернеудің төмендеуімен қатар, жыныстардың ығысуға қарсы тұруын және пластикалық аймақтағы сипаттамалық сызық емес деформацияны ескере отырып, соңғы элементтер әдісі арқылы есептеулер жүргізуге мүмкіндік береді. SoilTest моделі үшін кіріс және басқарылатын параметрлерді таңдаудың және іріктеудің әдістемесі Plaxis бағдарламалық кешенінде, SoilTest модулінде ұсынылған. Нығайтылатын топырақ моделінің параметрлерін таңдау және іріктеу кезінде жерасты құрылыстарын одан әрі модельдеу жүргізілетін ғимаратқа қапталдан әсер ететін қысым мәндерінің диапазонына назар аудару қажет екендігі анықталды.

Кілт сөздер: топырақты нығайту, модель, беріктік шарты, деформациялардың сызықтық емес тәуелділігі, негіз есебі.

Кіріспе

Нығайған топырақ моделі физикалық сызықтық емес дененің моделі болып табылады. Ол жалпыға таныс бес параметрмен сипатталатын топырақтың қаттылық параметрлерімен E және μ , сонымен қатар топырақтың икемділік қасиеттерін сипаттайтын параметрлермен ілінісу c , ішкі үйкеліс бұрышы H және дилатансия(кеңею) бұрышы Ψ параметрі кіретін Кулон-Мордың беріктік шартын қамтиды [1].

Тек Кулон-Мор беріктік критерийіне негізделген қалпының моделі топырақтың қаттылығының бүйірлік қысым мөлшеріне тәуелсіз тұрақты болуын қарастырады.

Сонымен қатар, Кулон-Мор моделі мас-

сивтің бір реттік жүктелуі мен түсірілуін болжайды, бұл жер асты үймереттерінің құрылыс технологиясын есепке ала отырып артатын деформацияны дұрыс анықтауға мүмкіндік береді.

Осыған байланысты Р.Б. Брингкрев және Л.А. Строкова зерттеушілері Кулон-Мор моделін, бастапқы жуық шама алуға мүмкіндік беретін геотехникалық модельдеу міндеттерін алғашқы есептеуге пайдалануды ұсынады [2, 3].

Нығайтылған топырақ моделі сазды тығыз топырақтың әрекетін дұрыс модельдейді. Оның артықшылығы бүйірлік қысымның мәніне байланысты қаттылық модулінің тәуелділігін ескеруде, бұл топырақтың қа-

таяын және жүктеме мен жеңілдетуде топырақтың қасиеттерінің айырмашылығын ескеруге мүмкіндік береді. Бірінші редакцияда бұл модельді Р.Л. Кондер құмдар үшін ұсынған [4].

Модельді табу үшін 10 параметр керек, оның ішінде деформацияның бір моделінің орнына үшеуі алынады; E_{50} – деформацияның қиылысатын модулі, E_0 – топырақты түсіру/қайтадан жүктеу кезіндегі деформация модулі; E_{tang} – деформацияның тангенсті модулі. Модельдің параметрлерін дұрыс анықтау үшін дренажды және дренажсыз схемалар бойынша үлгілерді үш осьтік сынақтан өткізу ұсынылады. Компрессорлық сынақтар өткізу ұсынылады [5].

Материалдар мен негізгі әдістер

Көптеген дисперсті топырақ түрлерінен тұратын негіздерді сипаттау үшін қолданылатын ең әмбебап механикалық модельдердің бірі изотропты қатаюы бар серпімді-пластикалық модель немесе пластикалық ағынның классикалық теориясы шеңберінде жасалған қатаю топырақ моделі болып табылады.

Бұл модельдің алғашқы жан-жақты теориялық сипаттамасы оның әзірлеушілері – Веймар Баухауз университетінің профессоры жасаған қатаюы топырақ моделі: әзірлеу және бекіту-верификация атты баяндамада, есептеу геотехникасы бойынша халықаралық симпозиумда ұсынылған [6].

Біздің пікірімізше, барлық нормативтік көрсеткіштерді ескерсек нығайған бетондағы кернеу мен деформациялар арасындағы аналитикалық тәуелділік көптеген жағдайларда темірбетон элементтерінің көтергіштік қабілеті туралы ең дәл көрсеткіштерді алуға мүмкіндік береді, сондай-ақ қосымша эмпирикалық тәуелділіктер мен коэффициенттерді қолданудан бас тартуға мүмкіндік береді.

Гук заңы бойынша $\varepsilon_1 = 1/E[\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)]$. Сызықтық кернеу күйінде (кернеу) $\varepsilon_1 = \sigma_1/E$ немесе $\varepsilon_1 = \sigma_{bp}/E$, сондықтан беріктіктің екінші теориясында бұзылу шарты келесідей болады: $\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_p$, мұндағы $\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) > 0$. Беріктік шартын $\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) \leq [\sigma]_p$ түрінде жазуға болады.

Пластикалық деформация максималды жанама кернеуі берілген материал үшін анықталған критикалық мәнге жеткенде пайда болады әрқашан $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ал созылған кезде $\tau_{\max} = \sigma_1/2$. Содан кейін беріктік шарты σ теңсіздігімен сипатталады $\sigma_1 - \sigma_3 \leq [\sigma]$.

Жеңілдетілген сызықтық емес тәуелділіктердің моделі бойлық деформациялар ε_1 және кернеу девиаторы $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ арасында гиперболалық тәуелділіктің болуын білдіреді.

Мұндағы σ_1, σ_3 – топырақтың қаттылығы

төмендейтін және қайтымсыз пластикалық деформациялар бір мезгілде дамиды дренажды жағдайларда бастапқы девиаторлық жүктеме кезінде сәйкесінше максималды және минималды негізгі кернеу.

Берілген қисықтарды келесідей сипаттау ұсынылады (1):

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} \text{ для } q < q_f \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q_a}{2E_{50}},$$

мұндағы E_{50} – 50% беріктігі бар бастапқы жүктеме деформациясының модулі;

q_f – Кулон заңы бойынша есептелген шекті девиаторлық кернеу,

q_a – девиаторлық кернеумен байланысты жылжу беріктілігінің асимптотикалық мәні, R_1 бұзылу коэффициенті, топырақтың көп түрі үшін бұл коэффициенті 0,75-1-ге дейін

$$q_a = \frac{q_f}{R_f},$$

q_f девиаторлық шекті кернеу мына (1) формула бойынша анықталады.

$$q_f = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_3 + c \cos \varphi). \quad (1)$$

Жоғарыда келтірілген тәуелділік (1) c ілінісін және ішкі үйкеліс бұрышын φ бойынша қамтитын Кулон-Мор деструкция критеріінің негізінде алынды. $q_1 = q$ – кезінде құрлымдық бұзылу критеріі орындалады және идеалды пластикалық ағын басталады.

E_{50} серпімділік модулі келесідей сипатталады (2):

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} - \sin \varphi} \right)^m, \quad (2)$$

мұндағы E_{50}^{ref} – p орташа кернеуге сәйкес деформацияның негізгі модулі; σ_3 – жоғарғы негізгі кернеу; p^{ref} – деформацияның негізгі модулінің бастапқы мәні анықталатын, орташа тиімді кернеу шамасы: әдетте ол 100 кПа деп алынады; m – деформацияның модулі шамасының ең төменгі негізгі кернеудің әсерін көрсететін көрсеткіш.

Қазіргі уақытта берік топырақ модельдері үшін таңдалған параметрлерді анықтауға арналған нормативтік ұсыныстар жоқ, бірақ оларды анықтауға арналған кейбір нақты ұсыныстарды ZSoil бағдарламалық кешенінің нұсқаулығынан табуға болады [7].

Мысалы m параметрін, бүйірлік қысым логарифміне (7) байланысты серпімділік модулінің логарифмін (3) өзгерту негізінде құрылған $f(x) = kx + b$ сызықтық аппроксимация теңдеуіндегі k көбейткіш ретінде пайдалану ұсынылады.

$$y = \ln(E_{50}), \quad x = \ln \left(\frac{\sigma_3^{(i)} + c \cos \varphi}{p^{ref} + c \cos \varphi} \right). \quad (3)$$

Параметрлерді таңдауға негіз ретінде [8, 9] жүргізілген сынақ нәтижелері алынды. Үлгілерді дайындауға қажетті бастапқы материал болып метро стансасының сағасынан алынған, протерозойлық саздың монолиттері алынды.

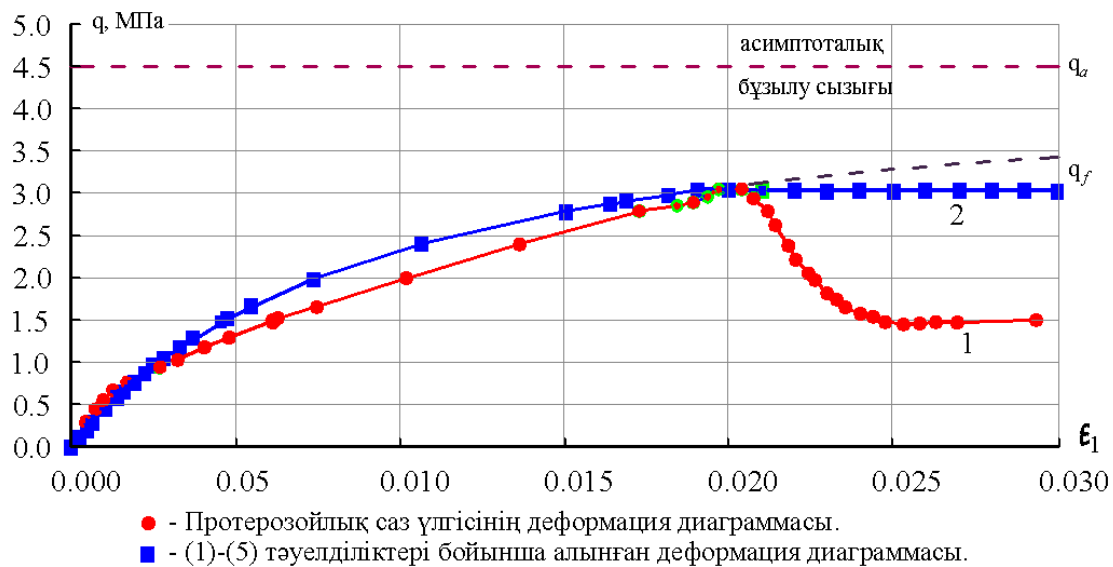
2-суретте мысалы ε_1 бүйірлік қысымның әртүрлі шамаларындағы үлгілер үшін ($\sigma_1 - \sigma_3$) көлденең деформациялар кернеу девиаторы осьтерінде алынған перпендикулярлы қабатта шоғырланған дренажда үш осьтік зертханалық сынақтардың нәтижелері көрсетілген. Бүйірлік қысымның әртүрлі мәндері бар үлгілер үшін (0,5 МПа – 2 үлгі, 2,5 МПа – 2 үлгі, 5 МПа – 1 үлгі, 10 МПа –

1 үлгі). Шекті деформация аймағына дейінгі бөлімдер көрсетілген.

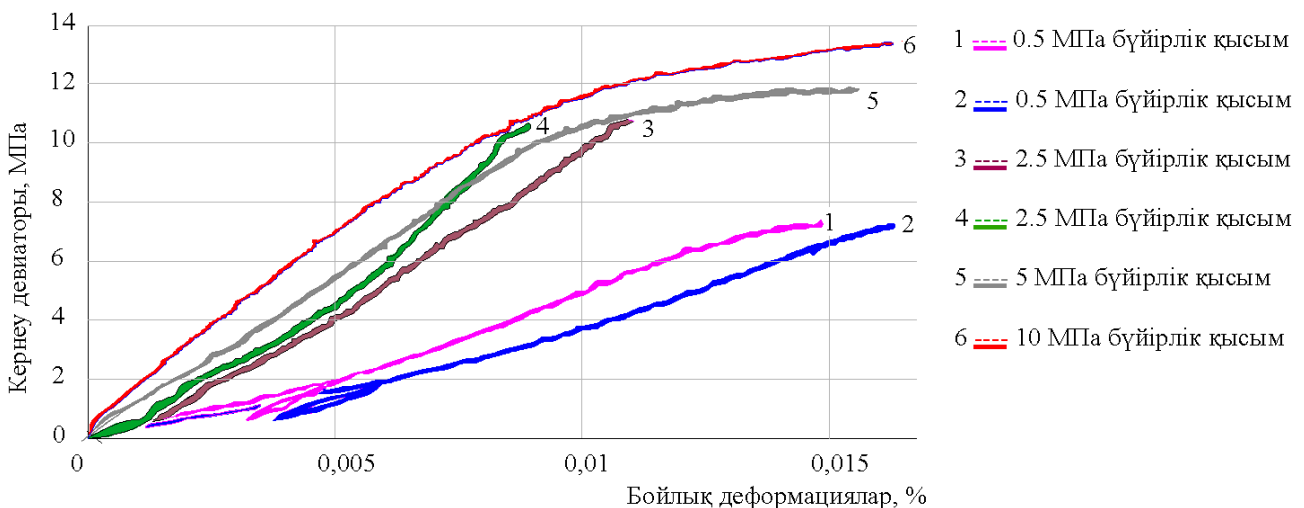
Нәтижелер: «Plaxis бағдарламасының SoilTest модулі арқылы анықталған консолидацияланған-дренаждалмаған сынақтарға арналған параметрлерді таңдау нәтижелері кестеде жинақталған.

Нәтижелерді талқылау

[6, 8] жұмыстарында келтірілген нұсқаулықтарды ескере отырып, (6) және (7) байланыстары арқылы, 400 кПа тең орташа іліністе және ішкі үйкеліс бұрышы φ (23°) болған кездегі эксперименттерды көрсеткіштерді аппроксимациялау үшін, $0,52 - p^{pref} = 100$ кН-ға тең болған m – сызықтық



1-сурет – Бойлық деформациялардан кернеу девиаторының гиперболической зависимости пример



2-сурет – Қабатқа перпендикуляр үлгілердің деформация диаграммасы

емес (3-сурет) көрсеткіш шамасы анықталды.

Нығайтылған топырақ моделі, бүйірлік қысымды өзгерту арқылы деформация модулін өзгеруін сызықтық аппроксимациялау мүмкіндігін пайдалануға негізделген. Авторлар бүйірлік қысым көлемінен E_{50} беріктігі 50% деформация моделін өзгертудің сызықтық функциясын дұрыс сипаттау туралы тұжырым жасауға болмайды деп айтады, сонымен қатар σ_3 бүйірлік қысымнан көлемінен E_0 жалпы деформация бастапқы модулінің өзгеруін, 0,75 көп корреляция коэффициентімен сызықтық тәуелділігімен сиратталады.

Нығайтылған топырақ моделі үшін бастапқы параметрлер шоғырланған дренаж схема [8, 10] бойынша келтірілген сынақ нәтижелері валидациялау арқылы алынды –

Plaxis SoilTest дренажды емес схема бойынша нәтижелерді іріктеу былай жүргізіледі.

PLAXIS-те SoilTest модулінде дренажды схема бойынша нәтижелерді валидациялау, былайша көрсетіледі.

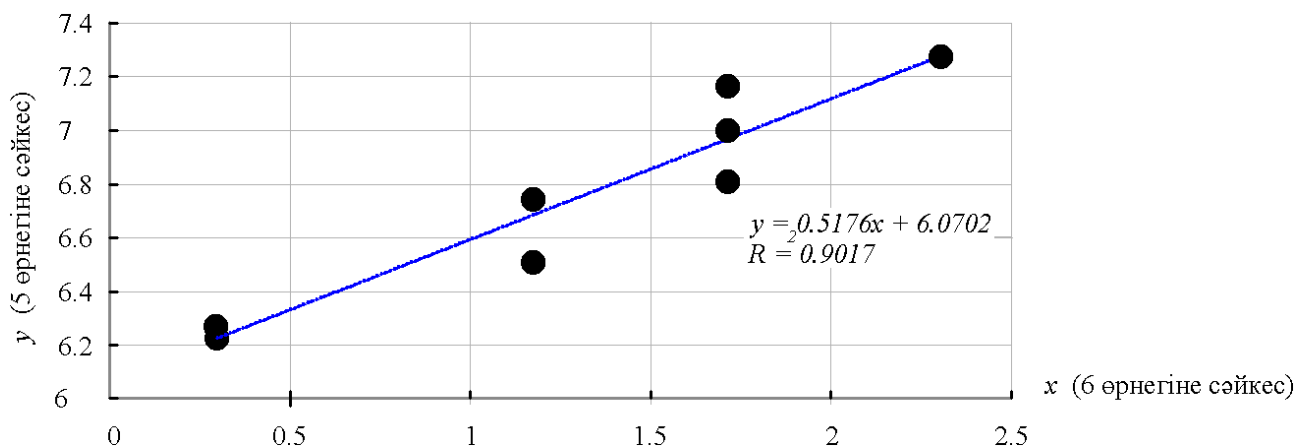
0,75 жоғары реттеу коэффициентімен сызықтың тәуелділік бастапқы деформация модулі сипатталатындықтан, E_0 бастапқы деформация моделін E_{50} жалпы деформацияның қима модулі арқылы көрсету ұсынылуы және c және φ шамалары белгілі жағдайда, m сызықтың емес параметрі мен R_1 бұзылу коэффициенті таңдалуы тиіс.

$$E_0 = \frac{2E_{50} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m}{2 - R_f}. \quad (4)$$

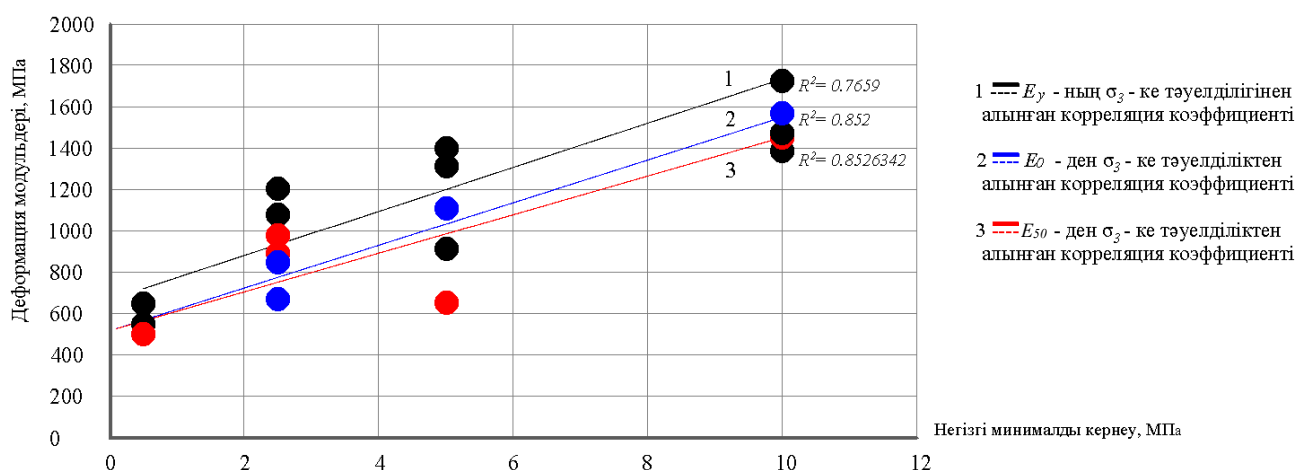
Бұл әдіс белгілі беріктік және деформа-

1-кесте – Протерозойлық саз үшін берік топырақ моделінің параметрлері

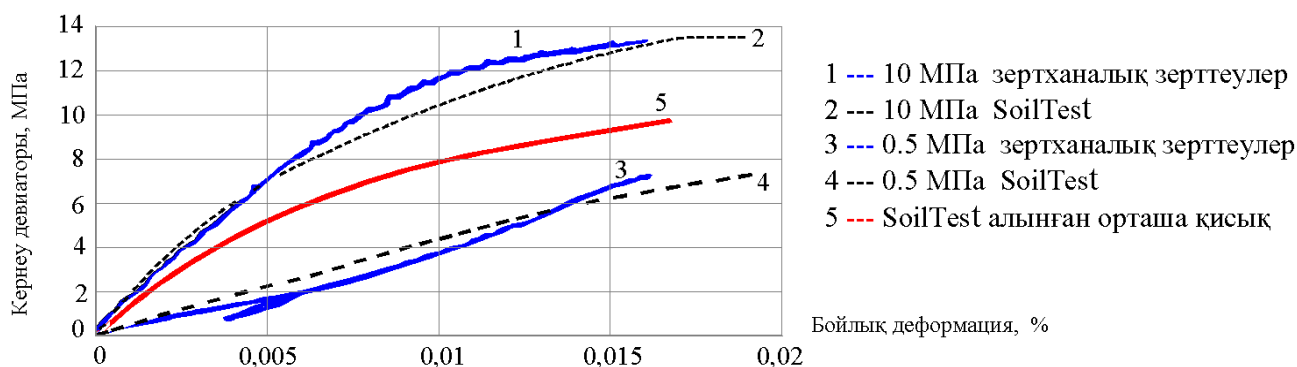
Зертханалық сынақ нәтижелері бойынша енгізілген деректер		Схема Plaxis SoilTest	
		Дренажды	Дренажсыз
50% беріктік кезіндегі деформация модулінің мәні, МПа	E_{50ref}	350	915
Деформациялардың эдометриялық модулінің мәні, МПа	$E_{oed ref}$	380	831,5
Созылу беріктігінің шегі, кПа	σ_t	400	400
Тиімді ілінісу шамасы, кПа	c	1000	2525
Ішкі үйкеліс бұрышы, град.	φ	23	23
Бүйірлік қысым коэффициенті	K_0	0,606	0,895
Жүктемесіз Пуассон коэффициенті	ν_{ur}	0,2	0,106
Енгізу параметрлері			
Бұзылу коэффициенті	R_f	0,45	0,475
Сызықтық емес параметр	m	0,8	0,52



3-сурет – ZSoil бағдарламасының нұсқаулығында ұсынылған әдістеме бойынша сызықтық емес m параметрін графикалық анықтау



4-сурет – Деформация модульдерінің бүйірлік қысым шамаларына тәуелділігі



5-сурет – Soiltest модуліндегі кіріс параметрлерін таңдау нәтижелері бойынша алынған гиперболическі қисықтарды зертханалық сынақтардан алынған деформация диаграммаларымен салыстыру

циялық сипаттамаларда; екі басқарылатын (m және R_{11}) параметрлер көмегімен мүмкін болады.

Қорытынды

Осылайша, ұсынылған әдіс геотехникалық міндеттерді шешу үшін әмбебап әдіс болып табылмайды, инженер массивтегі бүйірлік қысымды және шешілетін міндеттің ерекшелігін негізге алуы тиіс.

Бүйірлік қысым шамаларының нақты диапозонына қажетті нығайтылатын топырақтың моделінің параметрлерін іріктеу қажет.

Деформация графиктер салыстыру арқылы PLAXIS бағдарламалық кешенінде SoilTest модулінде іріктеуге болатын басқарылатын параметрлер арқылы саздың сызықтық емес деформациялану түрін есепке алу нұсқасы ұсынылды. Нығайтылған топырақ моделі геотехнологиялық міндеттердің бірқатары үшін, деформация мен кернеуді анықтауға ұсынылатынына қарамастан, сынақтан өткізілген үлгілердің беріктігінен, беріктігінің артып кету мүмкіндігіне байланысты пайдалану қажет.

ӘДЕБИЕТТЕР ТІЗІМІ

1. Алексеев А.В., Иовлев Г.А. Адаптация модели упрочняющегося грунта (hardening soil) для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга // Научно-технический журнал «Строительство и архитектура». 2019.
2. Brinkgreve R. B.J. PLAXIS 3D. Руководство пользователя. 2017. 816 с.
3. Строкова Л.А. Определение параметров деформируемости грунтов для упругопластических моделей // Вестник Томского государственного университета. 2013. № 367. 190-194 с.
4. Kondner R.L., Zelasko J.S. A hyperbolic stress strain formulation for sands 2019, pp. 289-324.
5. Hsieh P.G., Ou C.Y. Analysis of nonlinear stress and strain in clay under the undrained condition // Journal of Mechanics. 2011. No. 2 (27). Pp. 201-213.
6. Kempfert H. G., Gebreselassie B. Excavations and foundations in soft soils, Springer Berlin Heidelberg, 2006. 591 p.
7. Truty A., Obrzud R. Improved formulation of the hardening soil model in the context of modeling the undrained behavior of cohesive soils // Studia Geotechnica et Mechanica, 2015, Vol. 37, No. 2, pp. 61-68.
8. Аналитическая служба «ГеоИнфо» Еще раз о модели упрочняющегося грунта от ее создателей и пользователей. Геотехника электронный журнал №3/2019 27 мая <https://geoinfo.ru/product/analiticheskaya-sluzhba-geoinfo/eshche-raz-o-modeli-uprochnyayushchegosya-grunta-ot-ee-sozdatelej-i-polzovatelej-40813.shtml>
9. Obrzud R. Constitutive Virtual Laboratory or assistance in parameter determination in ZSoil v2016. 2016, 21 p.
10. Карасев М.А., Петров Д.Н. Исследование механического поведения протерозойских глин // Наука, техника и образование. 2016. № 10. 112 с.

Математическая модель нелинейного поведения дисперсных грунтов, используемая для численных расчетов оснований сооружений

¹**АЛЕНОВ Канат Табынович**, старший преподаватель, alen80k@mail.ru,

²**БЕСИМБАЕВ Ерик Турашович**, д.т.н., профессор, erik.bessimbaev@mail.ru,

¹**СЕЙТМУРАТОВ Ангысын Жасаралович**, д.ф.-м.н., профессор, angisin_@mail.ru,

¹НАО «Кызылординский университет имени Коркыт Ата», ул. Айтеке би, 29а, Кызылорда, Казахстан,

²НАО «Казахский национальный исследовательский технический университет имени К.И. Сатпаева», ул. Сатпаева, 22, Алматы, Казахстан,

*автор-корреспондент.

Аннотация. Модель упрочняющегося грунта воспроизводит нелинейную зависимость деформаций от напряжений при объемном и сдвиговом деформировании, а также содержит две нефиксированные поверхности текучести, то есть воспроизводит упрочнение при сдвиге и объемном сжатии. Кроме того, модель воспроизводит процессы дилатансии и контракции, характерные для дискретных сред. Поэтому в нашей работе рассмотрим математическую модель нелинейного поведения дисперсных грунтов, используемую для численных расчетов оснований сооружений методом конечных элементов для упрочняющегося как наиболее подходящую для плотных глин при решении задач, связанных с уменьшением среднего эффективного напряжения при одновременном сопротивлении пород сдвигу с характерным нелинейным деформированием в пластической области. Предложена методика подбора и калибровки входных и управляемых параметров модели упрочняющегося грунта в программном комплексе Plaxis, в модуле SoilTest. Выявлено, что при подборе и калибровке параметров модели упрочняющегося грунта необходимо ориентироваться на предполагаемый диапазон величин бокового давления, в котором будет приводиться дальнейшее моделирование подземных сооружений.

Ключевые слова: упрочняющий грунт, модель, критерий прочности, нелинейную зависимость деформаций, расчет основание.

Mathematical Model of Nonlinear Behavior of Dispersive Soils Used for Numerical Calculations of Foundation of Structures

¹***ALENOV Kanat**, Senior Lecturer, alen80k@mail.ru,

²**BESSIMBAYEV Yerik**, Dr. of Tech. Sci., Professor, erik.bessimbaev@mail.ru,

¹**SEITMURATOV Angysyn**, Dr. of Phys. and Math. Sci., Professor, angisin_@mail.ru,

¹NPJSC «Korkyt Ata Kyzylorda University», Aiteke bi Street, 29a, Kyzylorda, Kazakhstan,

²NPJSC «Kazakh National Research Technical University named after K.I. Satpayev», Satpayev Street, 22, Almaty, Kazakhstan,

*corresponding author.

Abstract. The model of hardening soil reproduces the nonlinear dependence of deformations on stresses under volumetric and shear deformation, as well as it contains two non-fixed yield surfaces – that is, it reproduces strengthening under shear and volumetric compression. Besides, the model reproduces the processes of dilatancy and contraction which are typical for discrete media. Therefore, our scientific paper considers the mathematical model of nonlinear behavior of dispersed soils which are used for numerical calculations of foundations of structures by the method of finite elements for strengthening as the most suitable for dense clays when solving problems related to reducing the average effective stress with simultaneous resistance of rocks to shear with the typical nonlinear deformation in the plastic area. The method for selecting and calibrating the input and controlled parameters of model of hardening soil in the Plaxis software package, in SoilTest model has been proposed. It was found out that while selecting and calibrating the parameters of the model of hardening soil, it is important to focus on the expected range of lateral pressure values where the further modeling of underground structures will be carried out.

Keywords: hardening soil, model, strength criterion, nonlinear dependence of deformations, calculation of foundation.

REFERENCES

1. Alekseev A.V., Iovlev G.A. Adjustment of hardening soil model to engineering geological conditions of Saint-Petersburg // Scientific and technical journal «Construction and Architecture». 2019. No. 4. Pp. 75-87.
2. Brinkgreve R.B.J. PLAXIS 3D. User manual. 2017, 816 p.
3. Strokova L.A. Determination of soil deformability parameters for elastoplastic models. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo universiteta. 2013, no. 367, pp. 190-194. [In Russ].
4. Kondner R.L., Zelasko J.S. A hyperbolic stress strain formulation for sands, 2019, pp. 289-324.
5. Hsieh P.G., Ou C.Y. Analysis of nonlinear stress and strain in clay under the undrained condition. Journal of Mechanics. 2011. No. 2 (27). Pp. 201-213.
6. Kempfert H.G., Gebreselassie B. Excavations and foundations in soft soils, Springer Berlin Heidelberg, 2006. 591 p.
7. Truty A., Obrzud R. Improved formulation of the hardening soil model in the context of modeling the undrained behavior of cohesive soils. Studia Geotechnica et Mechanica, 2015, Vol. 37, No. 2, pp. 61-68.
8. Geoinfo Analytical Service. Once again about the model of hardening soil from its creators and users. Geoinfo electronic magazine. No. 3. 2019. <https://geoinfo.ru/product/analiticheskaya-sluzhba-geoinfo/eshche-raz-o-modeli-uprochnyayushchegosya-grunta-ot-ee-sozdatelej-i-polzovatelej-40813.shtml>
9. Obrzud R. Constitutive Virtual Laboratory or assistance in parameter determination in ZSoil v2016. 2016, 21 p.
10. Karasev M.A., Petrov D.N. Analysis of mechanical behavior of Proterozoic clays. Nauka, tekhnika i obrazovanie. 2016, no. 10, pp. 112-116. [In Russ].