

Известия вузов. Строительство. 2022. № 8. С. 20–37.

ISSN 0536-1052

News of Higher Educational Institutions. Construction. 2022; (8): 20–37.

ISSN 0536-1052

Научная статья

УДК 624:131.439

DOI: 10.32683/0536-1052-2022-764-8-20-37

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗЛИЧИЙ РАБОТЫ МОДЕЛЕЙ HS И HSS ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

**Виталий Валентинович Сидоров¹, Евгений Станиславович Соболев¹,
Константин Юрьевич Степанищев²**

¹Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Россия

²ООО «МСК Проект», Москва, Россия

Аннотация. При наличии в основании застраиваемых площадок слабых грунтов проектировщики обычно вынуждены переходить на более дорогостоящие свайные фундаменты. Однако, если территория строительства характеризуется высокой сейсмичностью, то принятых мер может быть недостаточно. Практика проектирования показывает, что для обеспечения несущей способности фундамента в горизонтальном направлении требуется количество свай в несколько раз большее, чем для обеспечения несущей способности от вертикальной нагрузки. Это связано с тем, что сваи в их верхней части окружает слабый грунт, таким образом они не могут воспринимать существенную горизонтальную нагрузку, которая имеет место при сейсмических воздействиях. Альтернативным вариантом фундаментов в таких случаях является армирование основания сваями, при котором нагрузки от сооружения передаются на головы свай через промежуточную подушку, что должно положительно сказываться на сохранности оголовков свай при прохождении сейсмических волн. Целью данной работы являлось выявление разницы в механизмах деформирования свай при их работе в составе свайного фундамента и в качестве армированного основания, подвергающегося сейсмическим воздействиям, с учетом влияния двух актуальных моделей основания.

Ключевые слова: грунтовая модель, динамическое нагружение, землетрясение, колебания, сваи, армированное основание, акселерограмма, изгибающие моменты, горизонтальные перемещения

Для цитирования: Сидоров В.В., Соболев Е.С., Степанищев К.Ю. Определение различий работы моделей HS и HSS при моделировании землетрясения // Известия вузов. Строительство. 2022. № 8. С. 20–37. DOI: 10.32683/0536-1052-2022-764-8-20-37.

Original article

DETERMINATION OF DIFFERENCES IN THE OPERATION OF HS AND HSS MODELS IN EARTHQUAKE SIMULATION

Vitaliy V. Sidorov¹, Evgeniy S. Sobolev¹, Konstantin Yu. Stepanishev²

¹Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU),
Moscow, Russia

²OOO "MSK Project", Moscow, Russia

Abstract. If there are weak soils at the base of built-up sites, designers are usually forced to switch to more expensive pile foundations. However, if the construction area is characterized by high seismicity, then the measures taken may not be enough. Design practice shows that to ensure the bearing capacity of the foundation in the horizontal direction, the number of piles is several times greater than to ensure the bearing capacity of the vertical load. This is due to the fact that the piles are surrounded by weak soil in their upper part, so they cannot take the significant horizontal load that occurs during seismic actions. An alternative option for foundations in such cases is to reinforce the base with piles, in which the loads from the structure are transferred to the pile heads through an intermediate fill, which should also have a positive effect on the safety of the pile heads during the passage of seismic waves. The purpose of this work was to identify the difference in the mechanisms of pile deformation during their operation as part of a pile foundation and as a reinforced foundation subjected to seismic effects, taking into account the influence of two actual foundation models.

Keywords: soil model, dynamic loading, earthquake, vibrations, piles, reinforced base, accelerogram, bending moments, horizontal displacements

For citation: Sidorov V.V., Sobolev E.S., Stepanishev K.Yu. Determination of differences in the operation of HS and HSS models in earthquake simulation. *News of Higher Educational Institutions. Construction.* 2022; (8): 20–37. (In Russ.). DOI: 10.32683/0536-1052-2022-764-8-20-37.

Введение. При строительстве на территориях с распространением слабых, в основном глинистых, грунтов применяют два альтернативных метода фундирования – свайные фундаменты либо вертикальное армирование основания различными методами. При наличии сейсмических нагрузок возникает ряд дополнительных трудностей, которые склоняют проектировщиков к выбору армированного основания, так как в этом способе оголовки свай не связаны с фундаментной плитой, что должно положительно сказываться на их прочности при изгибе от горизонтальных перемещений в процессе прохождения сейсмических волн. Вторым положительным моментом отделения армирующих элементов в виде свай от фундаментной плиты является отсутствие необходимости в проверке возможности работы свай на воздействие горизонтальных сил, так как передачи значительных горизонтальных сейсмических нагрузок на сваи не происходит, сваи армирования достаточно свободно колеблются вместе с грунтовым массивом.

Об эффективности работы той или иной расчетной схемы можно судить по результирующим перемещениям свай либо по возникающим в них внутренним усилиям, которые накапливаются при их работе в процессе прохождения сейсмического воздействия, а также затухания колебаний. В геотехнической среде существуют различные мнения о том, какую грунтовую модель следует применить. Из всех моделей, используемых на практике, постоянным вниманием пользуются упругопластические модели Hardening Soil (HS) и Hardening Soil Small (HSS), обладающие возможностью учета процессов изменения жесткости грунта при изменении напряженного состояния.

Модель HSS является модернизацией модели HS, добавляя возможность более корректно описывать поведение грунтов и конструкций, взаимодействующих с ними, в диапазоне малых деформаций (деформации сдвига γ в диапазоне от 10^{-3} до 10^{-6}). Деформации в рассматриваемом диапазоне возникают в большинстве геотехнических расчетов, а особенно актуальны для случаев

рассмотрения подпорных конструкций, фундаментов зданий и сооружений и отчасти проходки тоннелей. При этом вводимые в модель дополнительные параметры жесткости грунта при малых деформациях позволяют уточнить деформации в массиве, что часто приводит к снижению внутренних усилий в креплениях глубоких выработок (распорках, анкерных тягах), а значит и к экономии при их проектировании.

В отличие от модели HS модель HSS показывает петлю гистерезиса при циклическом нагружении (рис. 1), размер которого зависит от амплитуды деформаций. При этом в официальном описании модели декларируется отсутствие дополнительного накопления деформаций, как и генерации поровых давлений при недренированном поведении. Однако заявляется влияние наличия гистерезиса на скорость затухания. Величина находится в зависимости от амплитуды прилагаемой нагрузки и соответствующей амплитуды деформаций и обычно называется гистерезисным затуханием, подробное описание которого представлено в работе [1].

Теоретические основы модели, которая учитывает нелинейную жесткость грунтов при малых деформациях, изложены в работах [2, 3]. Предложенная модель фактически улучшает упругопластическую постановку задачи для нелинейного изменения жесткости при малых деформациях. Модель основана на истории деформации материала и только на двух дополнительных параметрах грунта, каждый из которых имеет четкий физический смысл.

Ранние лабораторные исследования, представленные в работе [4], выполнены на основе трехосных испытаний с использованием измерения малых деформаций на основе датчиков локальных деформаций. Результаты испытаний показывают, что обычные внешние измерения перемещений содержат погрешности, которые зачастую настолько велики, что их использование при определении жесткости грунта при проектных уровнях напряжения нецелесообразно. Ошибки в основном возникают из-за наклона образца, залегания на торцевых плитах и эффектов податливости в конструкции прибора.

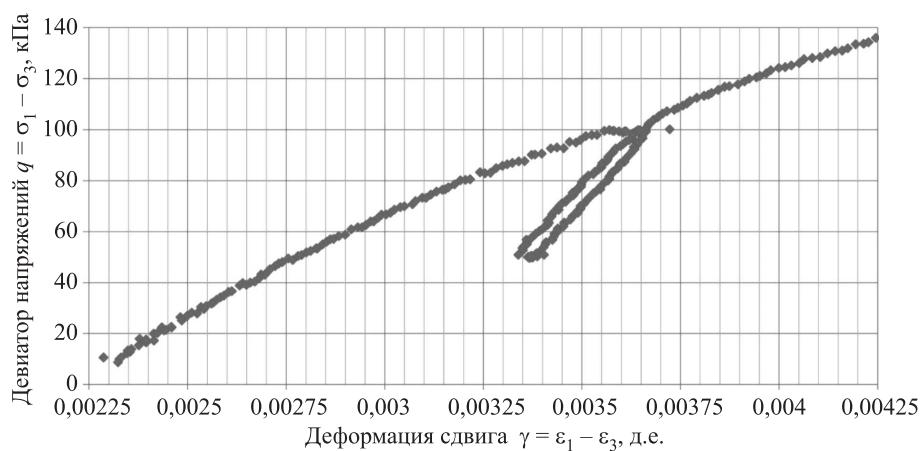


Рис. 1. Кривая «напряжения-деформации» для модели Hardening Soil Small с петлей гистерезиса при локальной разгрузке и догружении

Fig. 1. Stress-strain curve for the Hardening Soil Small model with hysteresis loop for local unloading and reloading

При выполнении лабораторных испытаний для определения параметров модели грунтов с учетом малых деформаций неизбежно возникают различные ошибки и разнотечения в процессе подготовки, проведения и обработки результатов испытаний. В статье [5] исследуются такие ошибки и предлагаются два решения: 1) разработать комплекс трехосных аппаратов высокого разрешения с локальным тензометрическим датчиком на эффекте Холла и изгибающимися элементами и 2) установить рекомендуемую процедуру испытаний для подготовки установки образца. Во многом в данной статье учтен опыт работы [5] при выполнении испытаний.

В настоящее время накоплен значительный опыт определения параметров модели грунтов с учетом малых деформаций лабораторными методами. Представительной с точки зрения исследования глинистых грунтов является работа [6], в которой сдвиговая жесткость при малых деформациях была исследована в лабораторных условиях с помощью резонансной колонки, оснащенной изгибающимися элементами. Определены модуль сдвига при малых деформациях G_0 и параметр начальной деформации сдвига $\gamma_{0,7}$. Математическое моделирование в пространственной постановке с использованием полученных параметров HSS в работе [6] было выполнено на основе задачи глубокого котлована в стесненных городских условиях, примыкающего к существующим зданиям. Все результаты сравниваются с данными полевого мониторинга.

Что касается исследований песчаных грунтов, то здесь следует отметить работу [7], в которой изучается поведение типичного морского песка в Янцзяне, провинция Гуандун КНР, включая параметры прочности при эффективном напряжении и параметры жесткости. Также были проанализированы взаимосвязи между параметрами жесткости морского песка. Установлено, что измеренный модуль сдвига при малых деформациях G_0 намного меньше, чем прогнозируемые значения, полученные эмпирическими уравнениями, основанными на чистых песках.

Модель HSS, которая может отражать деградацию модуля сдвига грунтов при деформациях в диапазоне малых деформаций, постепенно стала использоваться в достаточно широком круге геотехнических задач, как показывает исследование [8]. Лабораторные испытания с использованием трехосного сжатия, одометра и резонансной колонки проводятся для получения основных параметров модели HSS, таких как c' , ϕ' , $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, E_{50}^{ref} , E_0^{ref} и $\gamma_{0,7}$ для типичной алевритовой глины в Шанхае. Измеренные параметры сравниваются с параметрами в других городах Китая и проверяются на практике. Результаты моделирования горизонтального смещения подпорной стенки примерно соответствуют данным геотехнического мониторинга. Доказана применимость модели HSS и метода определения параметров при численном моделировании геотехнических работ в Шанхае. Исследование [8] имеет значение для аналогичных геотехнических ситуаций.

В работе [9] отмечается, что устойчивость геотехнических конструкций при многократном нагружении в значительной степени зависит от возникающих циклических касательных напряжений. Проектирование этих сооружений обычно требует от инженеров использования передовых моделей грунта в своих анализах. Работа [9] вносит вклад в теоретическое понимание циклической реакции глинистых грунтов. Представлены результаты

моделирования деградации сдвиговой жесткости, гистерезисной диссипации и накопления порового давления, которые сравниваются с экспериментальными данными.

Прогноз напряженно-деформированного состояния оснований зданий и сооружений при динамических воздействиях часто связан с применением модели упрочняющегося грунта с учетом малых деформаций. В работах [10, 11] отмечаются не только различные особенности лабораторных исследований для определения параметров модели, но также доказывается эффективность ее применения на основе реальных задач геотехнической практики.

По утверждению авторов [12] популярность модели упругопластического упрочняющегося грунта (HS) основана на простой идентификации параметров из стандартных испытаний и эмпирических формул. Модель HS использована во многих коммерческих программных комплексах, реализующих МКЭ и предназначенных для анализа геотехнических задач. В его базовом варианте напряженно-деформированное состояние в области упругости подчиняется гиперболическому степенному закону. Однако правильное моделирование в диапазоне малых деформаций, т.е. вызванное деформацией ухудшение жесткости и правильное воспроизведение гистерезисного поведения, было одним из наиболее важных недостатков в формулировке HS. Первое расширение малой деформационной жесткости для модели HS было предложено Т. Benz, а новая модель получила название Hardening Soil Small (HSS). Несмотря на простую изотропную формулировку, ее применимость была доказана в различных численных моделях в геотехнике.

Почему же так много внимания уделяется понятию малых деформаций? Казалось бы, деформации, с которыми имеет дело геотехника, трудно назвать малыми. Речь идет о десятках, а то и сотнях миллиметров при расчетах осадок зданий и сооружений или при вычислении перемещений ограждения строительных котлованов. Ответ на этот вопрос можно найти в работе [13]. В исследовании рассматривается рост внимания к прогнозированию перемещений грунта при проектировании за последние два десятилетия XX в. в результате уроков, извлеченных из полевых наблюдений. Затем описывается историческое развитие теории упругости, а также основополагающие рамки, в которых было предложено выполнять геотехнические прогнозы деформации. Рассмотрены факторы, влияющие на жесткость грунтов, и описаны результаты численного эксперимента по оценке влияния ряда параметров жесткости на перемещения вокруг подпорной конструкции. Критически обсуждены некоторые полевые и лабораторные методы получения параметров жесткости, завершается статья предлагаемой стратегией измерения и интеграции данных о жесткости, а также разработками, необходимыми для улучшения уровня техники.

Отметим, что применение модели HSS связано не только с положительными сторонами. Так, в работе [14] отмечается, что использование модели HSS в целом может привести к значительной ошибке, известной как «overshooting» (заныжение получаемых результатов). В частности, проблема может возникнуть при преимущественно монотонной деформации, прерываемой случайным небольшим циклом разгрузки-разгрузки (например, из-за динамического возмущения). Авторы работы [14], зная о популярности HSS,

решили обсудить проблему «overshooting». Расширение диапазона деформаций с включением малой деформации HSS было предназначено для улучшения поведения модели HS, делая повторное нагружение более жестким, чем первое нагружение. Основной источник ошибок связан с мгновенным затуханием тензора истории нагружения при некоторых даже бесконечно малых приращениях деформации.

Подробным описанием определения параметров модели HSS занимались Е.А. Вознесенский с соавторами [15], где для этого использовались метод малоамплитудных динамических испытаний в резонансной колонке и метод трехосного сжатия в комбинации с акустическими измерениями миниатюрными изгибными элементами и локальным измерением деформаций образцов. Существующие корреляционные зависимости для расчета параметров модели HSS не учитывают тип структуры грунта, что имеет определяющее значение для его жесткости. Вопросы получения исходных данных для модели грунта с изменяющейся жесткостью HS рассмотрены в работе [16], где описана методика определения основных характеристик с особым вниманием к степенному параметру m и величине опорного давления.

Сравнению результатов численных расчетов с использованием различных грунтовых моделей, включая HSS, на примере расчетов, выполненных для слабых грунтов в инженерно-геологических условиях г. Санкт-Петербурга, посвящено исследование [17], где декларируется необходимость не только проведения полного спектра лабораторных испытаний для получения характеристик грунта, но и их обязательной верификации.

Задача о поэтапном возведении каркасного здания на плитном фундаменте в условиях слабых грунтов с анализом используемых моделей грунта, в том числе HSS, совместных деформаций грунтов и конструкций на различных этапах строительства и эксплуатации приводится в работе [18]. Похожие проблемы взаимодействия плитного фундамента и слабого глинистого грунта с учетом особенностей работы при малых деформациях решались в статье [19].

Лабораторные исследования. Лабораторные исследования грунтов методом малоамплитудных динамических испытаний в резонансной колонке проводились для определения: скорости поперечных волн V_S , м/с, динамического модуля сдвига G , МПа, и коэффициента поглощения (демпфирования) D , %, грунта в диапазоне деформаций сдвига порядка 10^{-4} – 10^{-2} %, а также для изучения изменения этих показателей в диапазоне малых сдвиговых деформаций (не более 0,1 %) в целях расчета колебаний сооружений при динамических воздействиях.

Подготовка проб грунтов, процедура испытаний и обработка результатов выполнялись на основе следующих нормативных документов:

ГОСТ 30416–2012 «Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения»;

ГОСТ 12248.3–2020 «Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия»;

ГОСТ Р 56353–2022 «Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов»;

ASTM D4015-21 «Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices».

Образцы грунтов в форме сплошного цилиндра помещались в камеру трехосного сжатия и после предварительной консолидации подвергались действию динамической нагрузки путем приложения крутильных колебаний переменной частоты к верхнему – свободному торцу образца. В процессе колебаний грунт испытывал деформацию простого сдвига. Амплитуда деформации сдвига определялась на каждой частоте заданного диапазона, что позволило получить амплитудный спектр реакции грунта и установить резонансную частоту образца. По первой собственной частоте образца рассчитывалась скорость поперечных (сдвиговых) волн V_s , м/с, а затем динамический модуль сдвига G , МПа.

Коэффициент демпфирования (поглощения) грунта D , %, определен по затуханию свободных колебаний, при этом поглощение полагается классическим по своей природе (т.е. происходят свободные колебания гармонического осциллятора с затуханием). В ходе опыта амплитуда динамической нагрузки постепенно повышалась, что позволило определить изменения модуля сдвига (снижение) и коэффициента поглощения (повышение) с увеличением достигаемой амплитуды сдвиговых деформаций.

Резонансная колонка оборудована электромагнитной системой создания крутильных колебаний, привод которой находится внутри камеры трехосного сжатия. В комплект испытательной установки входят устройства для измерения малых угловых перемещений (поворотов) образца, в качестве которых применяются акселерометры. Система нагружения обеспечивает возбуждение крутильных колебаний в диапазоне от 0 до 200 Гц. Общий вид установки представлен на рис. 2.

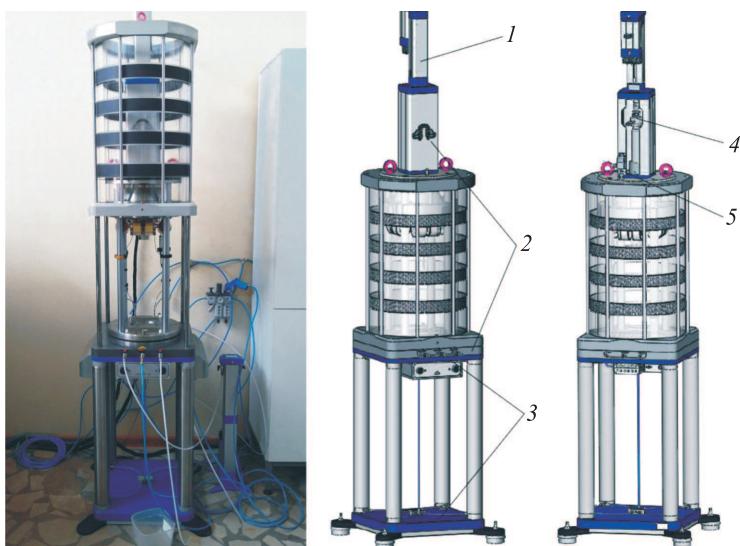


Рис. 2. Общий вид резонансной колонки (производства ООО «НПП “Геотек”», Россия)

1 – актуатор; 2 – камера; 3 – подъемное устройство; 4 – датчик силы; 5 – датчик давления

Fig. 2. General view of the resonant column (made by LLC NPP Geotek, Russia)

1 – actuator; 2 – chamber; 3 – lifting device; 4 – force sensor; 5 – pressure sensor

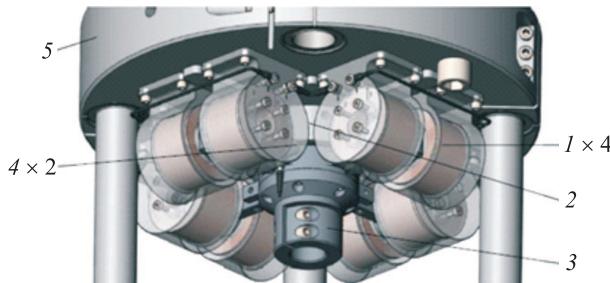


Рис. 3. Схема верхней активной плиты резонансной колонки

1 – магнитоэлектрический привод; 2 – кронштейн; 3 – зажим; 4 – вибропреобразователи; 5 – плита

Fig. 3. Scheme of the upper active plate of the resonant column

1 – magnetoelectric drive; 2 – bracket; 3 – clamp; 4 – vibration transducers; 5 – plate

Внутри камеры трехосного сжатия находятся образец грунта, активная плита с верхним штампом, акселерометр, магнитоэлектрические приводы, датчик перемещений. На верхней активной плате установлены четыре магнитоэлектрических привода и вибропреобразователя, создающие крутящий момент (рис. 3).

Подготовка образцов к испытанию проводилась в соответствии с требованиями ГОСТ 30416–2012 и ГОСТ 12248.3–2020 (п. 7). Образцы связных грунтов для проб ненарушенного сложения вырезались из монолита глинистого грунта с помощью специальных ножей и струн на поворотном шаблоне. Для выравнивания торцов использовались разъемные формы, позволяющие ровно подрезать образец жестким ножом. Образцы вырезались из проб-монолитов без отсеивания включений. Удалялись только видимые включения размером больше 1/6 диаметра образца. Водонасыщение пылевато-глинистых грунтов не выполнялось, испытание проводилось при естественной влажности. В соответствии с принятым порядком проведения испытаний к образцу прикладывалось всестороннее давление, равное бытовому на заданной глубине, и проводился этап консолидации в условиях открытого дренажа.

После завершения консолидации дренаж прекрывался, и проводились испытания образца грунта с заданными параметрами динамической нагрузки, которые не связаны с ожидаемыми динамическими воздействиями на грунтовое основание и создаются для определения характеристик грунтов как среды распространения колебаний. Амплитуда динамических напряжений задавалась величиной момента вращения, прикладываемого к верхнему (свободному) торцу образца. Диапазон частот колебаний, в которых ожидается резонанс, и шаг изменения частоты в ходе опыта задавались методом последовательных приближений, исходя из ожидаемой реакции грунта, и корректировались в последующих испытаниях. В ходе опыта измерялись максимальные значения угловых смещений (поворотов) на каждом шаге изменения частоты колебаний.

Начальный момент вращения выбирался таким образом, чтобы возникающие сдвиговые деформации были как можно меньше, но при этом позво-

ляли уверенно зафиксировать резонансную частоту. Следует учитывать, что величина начального момента вращения зависела также от величины сжимающих напряжений. Диапазон изменения частоты принимался от 10 до 200 Гц. На каждой частоте выбранного диапазона проводилось по 5–10 циклов колебаний для получения устойчивой реакции грунта.

После завершения вынужденных колебаний на каждом шаге нагружения фиксировалось затухание свободных колебаний образца, изменение амплитуды которых позволило рассчитать коэффициент поглощения.

Обработка и результаты испытаний. Обработка данных заключалась в расчете для всех шагов динамического нагружения относительных сдвиговых деформаций γ , определении величины τ_{\max} при резонансной частоте ω и расчете для этой частоты скорости поперечных волн V_s с последующим определением динамического модуля сдвига G и коэффициента поглощения D .

Относительная сдвиговая деформация γ рассчитывается по измеренным угловым смещениям как тангенс угла перекоса Θ в точке, удаленной от центра образца на $0,707r_0$ для сплошных образцов на каждом шаге изменения частоты возбуждения. Величина $0,707r_0$ представляет собой поправочный коэффициент, учитывающий неравномерное напряженное состояние сплошного образца от центра к периферии. Его величина не влияет на рассчитываемые G и D , но изменяет величину сдвиговой деформации, для которой измерены их значения. По результатам расчета строится резонансная кривая, с которой снимается значение резонансной частоты колебаний ω при $\gamma = \gamma_{\max}$.

Значение скорости поперечных волн V_s , м/с, вычислялось по формуле

$$V_s = \omega h \left(\frac{J}{J_0} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (1)$$

где J – момент инерции образца, $\text{kг}\cdot\text{м}^2$ (рассчитывается из массы и геометрических размеров образца в соответствии с известными физическими соотношениями на момент окончания консолидации) для сплошного цилиндрического образца массой m , кг, и радиусом r , м, $- J = 0,5mr^2$;

J_0 – момент инерции силового привода установки, $\text{kг}\cdot\text{м}^2$ (указывается изготовителем в документации прибора);

h – высота образца, м;

ω – резонансная частота, рад/с.

Определив из (1) скорость поперечной волны V_s , модуль сдвига G , Па, рассчитывался из формулы

$$G = \rho V_s^2, \quad (2)$$

где ρ – плотность грунта, $\text{кг}/\text{м}^3$.

Модуль сдвига G изменяется с ростом напряженного состояния в рассматриваемой точке грунта. Изменение модуля сдвига от начального G_0 до минимального характерно при деформации сдвига более 10^{-3} д.е. В области малых деформаций сдвига «жесткость» грунта имеет наибольшее значение модуля сдвига, который является чисто упругим модулем. С ростом дефор-

маций сдвига модуль сдвига уменьшается, достигая своего минимального значения при предельной нагрузке.

За начальный модуль сдвига G_0 принималось значение модуля сдвига G , полученное по формуле (3) на основании результатов испытаний в резонансной колонке при малых деформациях сдвига $\gamma = 10^{-6} \text{--} 10^{-5}$ д.е.

По результатам наблюдений за затуханием свободных колебаний во времени строился график изменения во времени сдвиговых деформаций, по пиковым значениям которых получена линейная зависимость $\gamma = \gamma_0 - \delta \ln t$, где δ – логарифмический декремент затухания, д.е.; γ_0 – пиковое значение деформации сдвига в 1-м цикле, д.е. Коэффициент поглощения D , оцениваемый в процентах от критического затухания и использующийся, в частности, для учета демпфирующих свойств основания, рассчитывался из выражения

$$D = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2}}. \quad (3)$$

Дальнейший анализ сводился к построению зависимостей динамического модуля сдвига и коэффициента поглощения от уровня возникающих деформаций сдвига (рис. 4).

Когда сейсмическая волна распространяется через грунтовый массив, ее энергия рассеивается по мере прохождения. Форма и величина реакции грунтового массива зависит от характеристик демпфирования. В модели HSS используется демпфирование на основании принципа Релея. Из полученных в ходе лабораторных испытаний механических характеристик грунтов определяются экспериментально-теоретическим методом значения коэффициентов

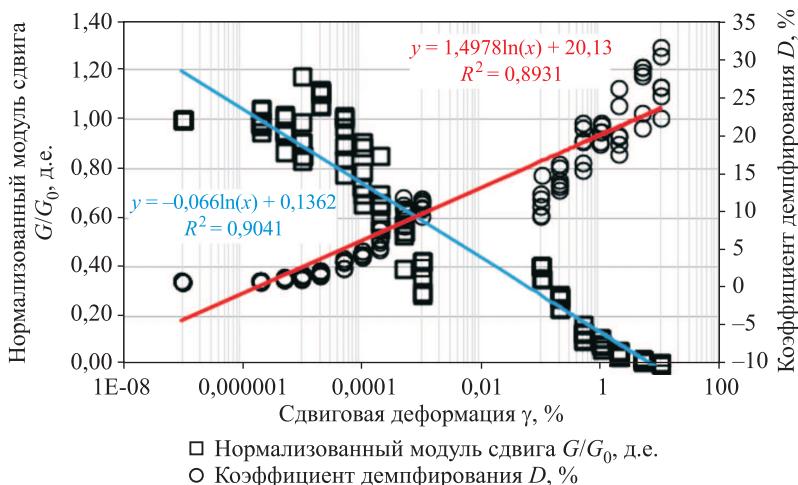


Рис. 4. Результаты испытаний грунтов в резонансной колонке. Сводный график зависимостей нормализованного модуля сдвига G/G_0 , д.е., и коэффициента демпфирования D , %, от амплитуды деформаций сдвига γ , д.е.

Fig. 4. The results of soil tests in a resonant column. Summary graph of the dependences of the normalized shear modulus G/G_0 , d.e., and the damping coefficient D , %, on the amplitude of shear deformations γ , d.e.

демпфирования по Релею. С этой целью преобразуем известное уравнение динамического равновесия в общем виде

$$Mz + Cz + Kz(t) = F(t), \quad (4)$$

где $z(t)$ – перемещения, м;

$F(t)$ – внешнее динамическое воздействие, Н, в соответствии с гипотезой Релея, введя коэффициенты пропорциональности массы α , c^{-1} , и жесткости β , с, связанные выражением вида:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \quad (5)$$

где $[C]$ – матрица демпфирования;

$[M]$ – матрица масс (от нее зависит демпфирование по нижним модам);

$[K]$ – матрица жесткости (от нее зависит демпфирование по верхним модам) (рис. 5).

Для определения коэффициентов α и β в геотехнической практике могут быть использованы результаты лабораторных исследований динамических параметров грунтов, отвечающих за демпфирующие свойства грунтов. Следует использовать выражение для определения коэффициентов α и β , включающее коэффициент демпфирования D и угловую частоту вибрации ω , рад/с

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i D_i. \quad (6)$$

Уравнение (6) решается путем подстановки по меньшей мере двух целевых частот для двух соответствующих коэффициентов демпфирования:

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(\omega_1 D_2 - \omega_2 D_1)}{\omega_1^2 - \omega_2^2}, \quad \beta = \frac{2(\omega_1 D_2 - \omega_2 D_1)}{\omega_1^2 - \omega_2^2}, \quad (7)$$

где ω_1, ω_2 – первые две собственные циклические частоты, рад/с;

D_1, D_2 – модальное демпфирование для первой и второй форм собственных колебаний, заданное в процентах от критического демпфирования.

Общепринятым считается использовать в качестве первой целевой частоты собственную частоту отложений грунта, а второй – следующее нечетное число отношения основной частоты к собственной частоте грунта. Собственная частота грунта может быть определена в соответствии с выражением

$$f = \frac{V_s}{H}, \quad (8)$$

где V_s – скорость поперечной волны, м/с; H – толщина слоя, м.

Численное моделирование. Расчеты проводились для двух принципиальных случаев устройства фундаментов здания – свайного и плитного на армированном основании. Грунтовое основание представляет собой двухслойный массив, верхний слой

Рис. 5. Связь между параметрами демпфирования Релея и коэффициентом демпфирования [20]

Fig. 5. Relationship between Rayleigh damping parameters and damping ratio [20]

Основные механические свойства грунтов

Basic mechanical properties of soils

Грунт	E_{50}^{ref} , кПа	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, кПа	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, кПа	c , кПа	ϕ , °	$\gamma_{0,7}$, д.е.	G_0^{ref} , кПа
Слабый глинистый	5580	3620	18 480	7	9,6	$0,34 \cdot 10^{-3}$	$77,3 \cdot 10^3$
Надежный песчаный	30 000	36 010	110 800	5	28	$0,15 \cdot 10^{-3}$	$100 \cdot 10^3$

которого является слабым глинистым мощностью 10 м, нижний – надежным песчаным грунтом мощностью 20 м. Свайные элементы в обоих случаях имеют достаточное заглубление в надежное основание величиной 5 м. Для каждой задачи были выполнены два расчета, используя соответствующие свойства моделей HS и HSS, определенные в лаборатории НИУ МГСУ по методике, описанной выше. Параметры грунтовых материалов представлены в таблице.

Расчеты проводились в несколько этапов, а именно:

1. Моделирование исходного напряженно-деформированного состояния грунтового массива от его веса.

2. Откопка котлована.

3. Устройство конструкций здания, приложение конструктивных и полезных нагрузок, устройство обратной засыпки.

4. Моделирование активной фазы землетрясения длительностью 10 с.

5. Моделирование фазы затухания колебаний длительностью 5 с.

Воздействие от землетрясения задавалось по нижней грани расчетной модели в виде сигналов по осям X и Y (акселерограммы). Сигнал акселерограммы по оси X представлен на рис. 6.

Результаты исследования. Первым значимым результатом, влияющим на напряженно-деформированное состояние, рассматривалась модель грунта, которая определяла поведение расчетной модели. На рис. 7 представлены результирующие изополя вертикальных перемещений после прохождения землетрясения и затухания для моделей HS и HSS.

По полученным изополям видно, что модель HSS в общем характеризуется более низким уровнем деформаций, максимальная осадка за динамические расчеты составила 120 мм (против 320 мм по модели HS). Результат не удивительный, так как модель HSS учитывает повышенную жесткость грунтов в интервале малых деформаций, за счет чего часть деформаций уменьшается.

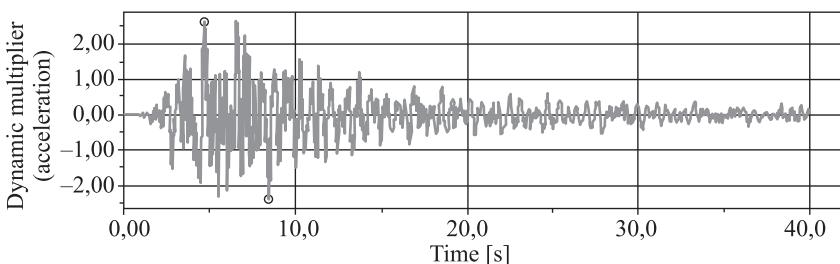


Рис. 6. Вид акселерограммы землетрясения по оси X

Fig. 6. General view of the earthquake accelerogram (X axis)

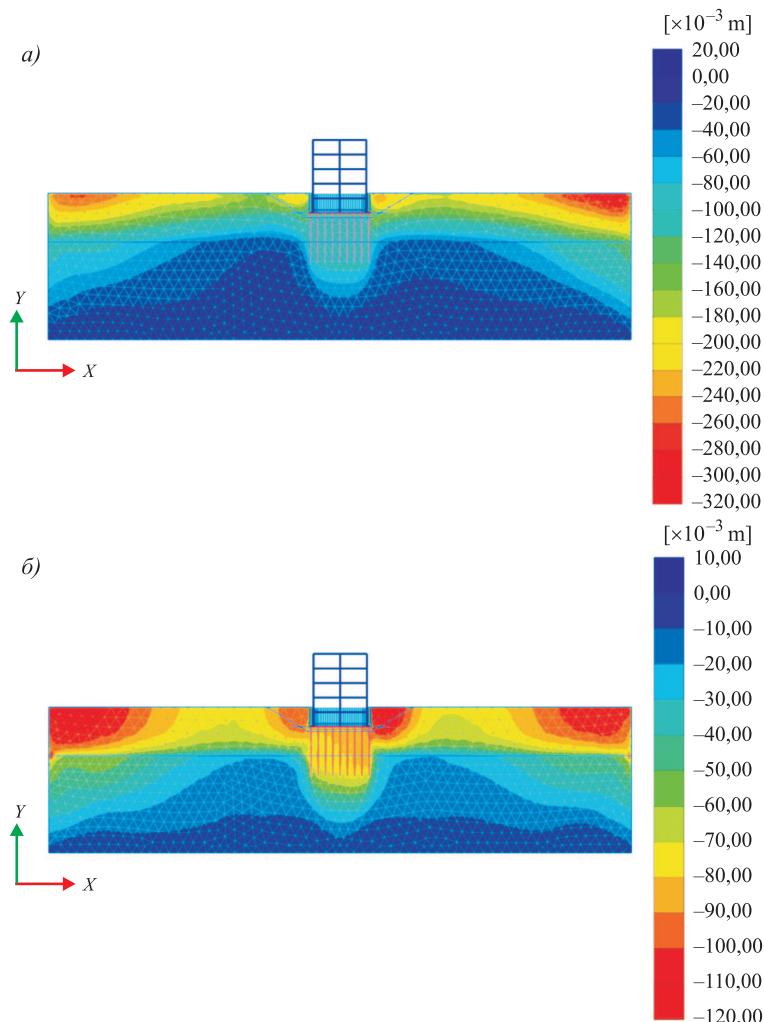


Рис. 7. Изополя результирующих вертикальных перемещений для модели HS (а) и HSS (б) для варианта свайного фундамента

Fig. 7. Resultant vertical displacement isofields for HS (a) and HSS (b) models for pile foundation

Вторым результатом расчетов является разница в получаемых внутренних усилиях, возникающих в обоих конструктивных случаях, при сравнении работы свайных конструкций при различных моделях грунта (рис. 8, 9).

По приведенным на рис. 8 результатам видно, что при использовании модели HSS в обоих случаях наблюдается повышение величин изгибающих моментов относительно результатов с моделью HS. Как и следует из особенностей конструктивных решений, вариант фундирования в виде армирующих элементов исключает проявление изгибающих моментов в уровне оголовка свай, однако это компенсируется значительными величинами в уровне границы двух грунтов.

Анализ кривых на рис. 9, позволяет подтвердить, что модель HSS из-за гистерезисного поведения при циклических и динамических нагрузках проявляет более быстрое затухание. С 10-й секунды расчета наступала фаза

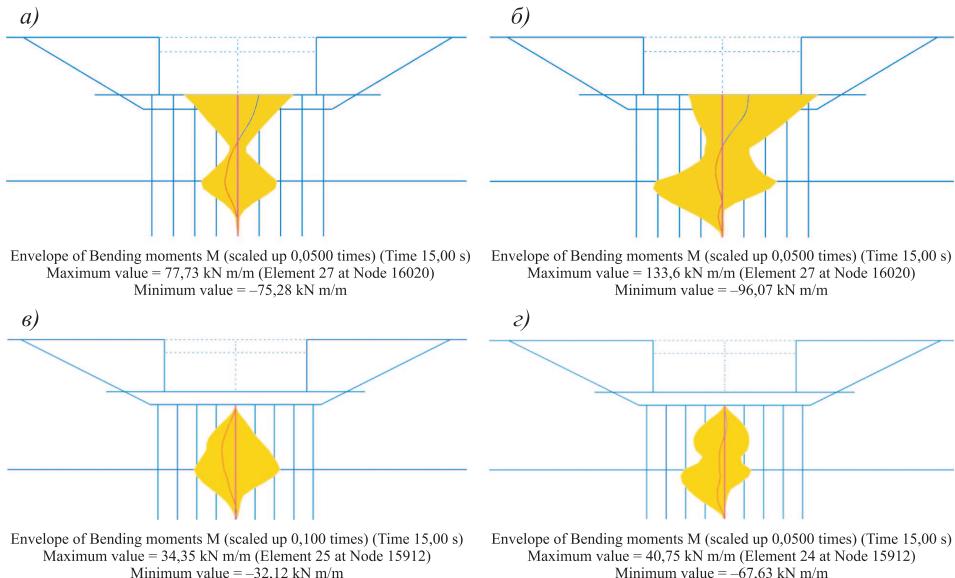


Рис. 8. Вид разверток по эпюрам изгибающих моментов в свайных элементах для случая свайного фундамента (*a* – HS, *b* – HSS) и для случая армирования основания (*c* – HS, *d* – HSS)

Fig. 8. Envelops of bending moments in pile elements for the case of a pile foundation (*a* – HS, *b* – HSS) and for the case of base reinforcement (*c* – HS, *d* – HSS)

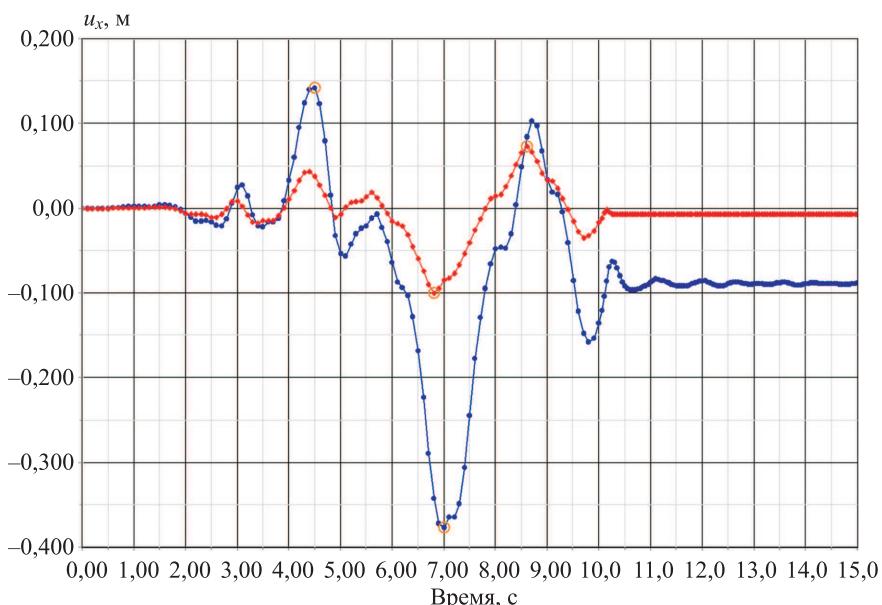


Рис. 9. Графики «Горизонтальное перемещение–время» для точки на оголовке центральной сваи армирования (HS – синяя линия, HSS – красная линия), по вертикали – горизонтальные перемещения, м, по горизонтали – время, с

Fig. 9. Graphs “Horizontal displacement – time” for a point on the head of the central reinforcement pile (HS – blue line, HSS – red line), vertically – horizontal displacements, m, horizontally – time, s

затухания деформаций (динамическая нагрузка выключена, происходят собственные колебания с затуханием), и колебания красной кривой затухают намного быстрее, чем синей. К тому же можно отметить в целом меньшую амплитуду горизонтальных колебаний при использовании модели HSS, пик которой для нее равен 0,1 м, когда в модели HS пиковое значение доходит до 0,377.

Выводы. 1. В общем случае результаты, получаемые по модели HSS при динамическом нагружении, показывают более низкий уровень деформаций, в частности вертикальных и горизонтальных перемещений, чем по модели HS, что связано прежде всего с тем, что модель обладает дополнительными параметрами, модулем сдвига при малых деформациях. Этим обусловлено уменьшение перемещений по всей модели в диапазоне малых деформаций.

2. Армирование основания в геотехнической среде считается не только альтернативным вариантом свайному фундаменту, но и более безопасным для самой конструкции свай вариантом при их работе в условиях сейсмических нагрузок. Однако результаты расчета показывают, что, независимо от применяемой модели, изгибающий момент при работе армирующих элементов может существенно превышать таковой в элементах свайного фундамента, особенно на границах резких изменений грунтовых условий (слабый грунт – плотный грунт). Неоспоримым фактом при сравнении результатов таких вариантов фундирования является то, что характер распределения изгибающих моментов в элементах разный и в армирующих элементах изгибающего момента в уровне оголовков не наблюдается.

3. При сравнении напряженно-деформированного состояния массива грунта и элементов свай с использованием рассматриваемых моделей можно также убедиться, что гистерезисное демпфирование модели HSS приводит к меньшим перемещениям свай как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях, в том числе и амплитуд их колебаний. Также явно наблюдается более активное затухание колебаний при использовании модели HSS.

Список источников

1. Brinkgreve R.B.J., Kappert M.H., Bonnier P.G. Hysteretic damping in a small-strain stiffness model // Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X). 2007. P. 737–742.
2. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics.Ten Years of PLAXIS International. Proceedings of the International Symposium, Amsterdam, March 1999. 1999. P. 281–296.
3. Benz T., Vermeer P.A., Schwab R. A small-strain overlay model // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009. Vol. 33, no. 1. P. 25–44.
4. Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus // Geotechnique, 1984. Vol. 34, no. 3. P. 323–340.
5. Kung G.T.C. Equipment and testing procedures for small strain triaxial tests // Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers, Series A = Chung-kuo Kung Ch'eng Hsueh K'an. 2007. Vol. 30, no. 4. P. 579–591.
6. Wang W.D., Li Q., Xu Z.H., Zhang J. Determination of parameters for hardening soil small strain model of shanghai clay and its application in deep excavations // Paper presented at the ICSMGE 2017 – 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2017, September. 2017. P. 2065–2068.

7. Yuan J., Chen X., Gu X., Lin Y., Xiao J., Wu C. Experimental study on parameters of hardening soil model with small strain stiffness for marine sand in yangjiang, guangdong // Tongji Daxue Xuebao = Journal of Tongji University. 2022. Vol. 50, no. 6. P. 852–860.
8. Liang F., Jia Y., Ding Y., Huang M. Experimental study on parameters of HSS model for soft soils in shanghai // Yantu Gongcheng Xuebao = Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2017. Vol. 39, no. 2. P. 269–278.
9. Elia G., Rouainia M. Investigating the cyclic behaviour of clays using a kinematic hardening soil model // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2016. Vol. 88. P. 399–411.
10. Ter-Martirosyan A., Sobolev E. Dynamic problems of scientific support construction // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 869. P. 072011.
11. Sidorov V., Le D.A., Sobolev E. Comparative calculation of piles taking into account seismic impacts (example in Ho Chi Minh City) // E3S Web Conf. 2021. Vol. 263. P. 02021.
12. Cudny M., Truty A. Refinement of the hardening soil model within the small strain range // Acta Geotechnica. 2020. Vol. 15, no. 8. P. 2031–2051.
13. Clayton C.R.I. Stiffness at small strain: Research and practice // Geotechnique. 2011. Vol. 61, no. 1. P. 5–37.
14. Niemunis A., Cudny M. Discussion on “Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the lotung case study”. Poor performance of the HSS model // Computers and Geotechnics. 2018. Vol. 98. P. 243–245.
15. Вознесенский Е.А., Никитин М.С., Сенцова Е.А. Методические вопросы определения параметров моделей, учитывающих повышение жесткости грунтов при малых деформациях // Геотехника. 2016. № 2. С. 4–17.
16. Федоренко Е.В., Пеньков Д.В. К вопросу получения исходных данных для модели Hardening Soil // Грунтovedение. 2020. № 2. С. 19–29.
17. Мангушев Р.А., Пеньков Д.В. Сравнение результатов численных расчетов с использованием современных моделей грунта (Hardening Soil, Hardening Soil Small и Generalized Hardening Soil) с результатами мониторинга // Вестник гражданских инженеров. 2021. № 2. С. 85–93.
18. Кондратьева Л.Н., Бурцев Р.В., Горицков И.В. О применении моделей грунта Soft Soil и Hardening Soil Small-Strain в рамках задачи фильтрационной консолидации на различных этапах возведения и эксплуатации здания в условиях слабых грунтов // Вестник гражданских инженеров. 2022. № 3. С. 62–71.
19. Ter-Martirosyan Z.G., Sobolev E.S. Calculation of the foundation with allowance for the shear modulus at small deformations // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365, no. 042079.
20. Zerwer A., Cascante G., Hutchinson D. Parameter Estimation in Finite Element Simulations of Rayleigh Waves // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2002. Vol. 128.

References

1. Brinkgreve R.B.J., Kappert M.H., Bonnier P.G. Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X). 2007. P. 737–742.
2. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Ten Years of PLAXIS International. Proceedings of the International Symposium, Amsterdam, March 1999. 1999. P. 281–296.

3. Benz T., Vermeer P.A., Schwab R. A small-strain overlay model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2009; 33 (1): 25–44.
4. Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Geotechnique*. 1984; 34(3): 323–340.
5. Kung G.T.C. Equipment and testing procedures for small strain triaxial tests. *Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers, Series A = Chung-kuo Kung Ch'eng Hsueh K'an*. 2007; 30 (4): 579–591.
6. Wang W.D., Li Q., Xu Z. H., Zhang J. Determination of parameters for hardening soil small strain model of shanghai clay and its application in deep excavations. Paper presented at the ICSMGE 2017 – 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2017, September. 2017. P. 2065–2068.
7. Yuan J., Chen X., Gu X., Lin Y., Xiao J., Wu C. Experimental study on parameters of hardening soil model with small strain stiffness for marine sand in yangjiang, guangdong. *Tongji Daxue Xuebao = Journal of Tongji University*. 2022; 50(6): 852–860.
8. Liang F., Jia Y., Ding Y., Huang M. Experimental study on parameters of HSS model for soft soils in shanghai. *Yantu Gongcheng Xuebao = Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2017; 39(2): 269–278.
9. Elia G., Rouainia M. Investigating the cyclic behaviour of clays using a kinematic hardening soil model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2016; 88: 399–411.
10. Ter-Martirosyan A., Sobolev E. Dynamic problems of scientific support construction. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 869. P. 072011.
11. Sidorov V., Le D.A., Sobolev E. Comparative calculation of piles taking into account seismic impacts (example in Ho Chi Minh City). E3S Web Conf. 2021. Vol. 263. P. 02021.
12. Cudny M., Truty A. Refinement of the hardening soil model within the small strain range. *Acta Geotechnica*. 2020; 15(8): 2031–2051.
13. Clayton C.R.I. Stiffness at small strain: Research and practice. *Geotechnique*. 2011; 61(1): 5–37.
14. Niemunis A., Cudny M. Discussion on “Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the lotung case study”. Poor performance of the HSS model. *Computers and Geotechnics*. 2018; (98): 243–245.
15. Voznesenskiy E.A., Nikitin M.S., Sentsova E.A. Methodological issues of determining the parameters of models that take into account the increase in soil stiffness at small deformations. *Geotekhnika = Geotechnics*. 2016; (2): 4–17. (in Russ.).
16. Fedorenko E.V., Pen'kov D.V. On the issue of obtaining initial data for the Hardening Soil model. *Gruntovedenie = Ground science*. 2020; (15): 19–29. (in Russ.).
17. Mangushev R.A., Pen'kov D.V. Comparison of the results of numerical calculations using modern soil models (Hardening Soil, Hardening Soil Small and Generalized Hardening Soil) with monitoring results. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov = Bulletin of Civil Engineers*. 2021; (2): 85–93. (in Russ.).
18. Kondrat'eva L.N., Burcev R.V., Gorshkov I.V. On the application of soil models Soft Soil and Soft Soil Small-Strain within the framework of the problem of filtration consolidation at various stages of construction and operation of a building in soft soil conditions. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov = Bulletin of Civil Engineers*. 2022; (3): 62–71. (in Russ.).
19. Ter-Martirosyan Z.G., Sobolev E.S. Calculation of the foundation with allowance for the shear modulus at small deformations. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018; (365): 042079.
20. Zerwer A., Cascante G., Hutchinson D. Parameter Estimation in Finite Element Simulations of Rayleigh Waves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2002; (128).

Информация об авторах

В.В. Сидоров – кандидат технических наук, доцент, vitsid@mail.ru

Е.С. Соболев – кандидат технических наук, доцент, sobolev@mail.ru

К.Ю. Степанищев – руководитель отдела геотехнических решений расчетного центра, stepanishev2013@yandex.ru

Information about the authors

V.V. Sidorov – PhD, Ass. Professor, vitsid@mail.ru

E.S. Sobolev – PhD, Ass. Professor, sobolev@mail.ru

K.Yu. Stepanishev – Head of Geotechnical Solutions Department, Calculation Center, stepanishev2013@yandex.ru

Вклад авторов: В.В. Сидоров – идея, научное редактирование текста, написание статьи, анализ результатов и формулирование итоговых выводов. Е.С. Соболев – сбор материала, выполнение и анализ лабораторных испытаний, написание статьи. К.Ю. Степанищев – проведение численных расчетов и их анализ.

Contribution of the authors: V.V. Sidorov – idea, scientific editing of the text, writing an article, analysis of the results and formulation of final conclusions. E.S. Sobolev – collecting material, performing and analyzing laboratory tests, writing an article. K.Yu. Stepanishev – carrying out numerical calculations and their analysis.

Статья поступила в редакцию 05.07.2022

The article was submitted 05.07.2022

Одобрена после рецензирования 04.08.2022

Approved after reviewing 04.08.2022

Принята к публикации 11.08.2022

Accepted for publication 11.08.2022