

Основные факторы, влияющие на сходимость расчётных и фактических значений деформаций существующих зданий

Д.С. Коныхов¹✉, С.А. Казаченко²

¹ АО «Мосинжпроект», г. Москва, Российская Федерация

² Тоннельная ассоциация России, г. Москва, Российская Федерация

✉gidrotehnik@inbox.ru

Резюме: Выполняемое в составе научно-технического сопровождения строительства исследование взаимодействия подземного сооружения и грунтового массива, в котором оно находится, опирается на математическое моделирование посредством геотехнических программных комплексов. Возможные осадки оснований, на которые опираются фундаменты зданий, попадающих в область воздействия ведущегося под землей строительства, рассчитывают, как правило, с помощью программного комплекса PLAXIS. Фактические осадки указанных зданий при сравнении с результатами моделирования свидетельствуют о расхождениях в широком диапазоне – от 3 до 75%. Конкретные величины предопределяются способом крепления котлована и принятой технологией работ. В статье анализируется соотношение фактических и расчётных (по разным моделям, в том числе модель Кулона – Мора, различные модификации «упрочняющейся» модели «Hardening Soil Model» как наиболее часто применяемые в нашей стране и в силу этого проанализированные наиболее детально в отношении их достоинств и недостатков) деформаций существующих зданий при проведении поблизости подземных работ. Рассмотрены факторы, влияющие на деформации. Приведены численные расхождения для разных методов и в разных грунтах (песок, суглинок, глина). Сформулированы возможные причины расхождений. Большое влияние на упомянутые отклонения оказывает принятая расчётная схема. Соответствующее исследование на детальном уровне потребовало математического моделирования, которое проделано на примере разработки котлована вестибюля станции метрополитена «Бутырская» в Москве и находящегося рядом здания.

Ключевые слова: геотехнические расчеты, грунты, деформации зданий, котлован, модели грунтового массива, ограждение, подземные работы, численные методы

Для цитирования: Коныхов Д.С., Казаченко С.А. Основные факторы, влияющие на сходимость расчётных и фактических значений деформаций существующих зданий. *Горная промышленность*. 2022;(2):103–111. <https://doi.org/10.30686/1609-9192-2022-2-103-111>

The main factors affecting the convergence of calculated and actual values of deformations of existing buildings

D.S. Konyukhov¹✉, S.A. Kazachenko²

¹ Mosinzhproekt JSC, Moscow, Russian Federation

² Tunnel Association of Russia, Moscow, Russian Federation

✉gidrotehnik@inbox.ru

Abstract: A study of the interaction between an underground structure and the soil mass in which it is located is based on mathematical modelling by means of geotechnical software packages. Possible settlement of the foundations that support the foundations of buildings located within the influence area of underground construction is normally calculated with the PLAXIS software package. The actual settlements of these buildings when compared to the simulation results show differences in a wide range from 3 to 75%. Specific values are predetermined by the method of excavation support and the adopted technology of works. The paper analyses the ratio of actual and calculated (by different models, including the Coulomb-Mohr model and various modifications of the Hardening Soil Model as the most frequently used in our country and, therefore, analysed most thoroughly in respect of their advantages and drawbacks) deformations of existing buildings during underground works carried out in the vicinity. Factors influencing the deformations are considered. Numerical discrepancies for different methods and in different soils (sand, loam, clay) are given. Possible reasons for discrepancies are formulated. The deviations are strongly influenced by the adopted calculation scheme. A corresponding study on a detailed level required mathematical modelling, which was carried out using the example of excavation of a construction pit for the entrance hall of the Butyrskaya underground metro station in Moscow and a nearby building.

Keywords: building deformations, excavation, fencing, geotechnical calculations, numerical methods, soil models, soils, underground works

For citation: Konyukhov D.S., Kazachenko S.A. The main factors affecting the convergence of calculated and actual values of deformations of existing buildings. *Russian Mining Industry*. 2022;(2):103–111. <https://doi.org/10.30686/1609-9192-2022-2-103-111>

Введение

Современная схема специального сопровождения строительных работ, как гео-, так и научно-технического, и регламентация норм, содержащихся в СП 22.13330, СП 120.13330 и СП 248.1325800, характеризуются фактическим переходом в геотехнических расчётах системы «подземное сооружение – вмещающий грунтовый массив» к численному моделированию вместо аналитических методов, применявшихся в прошлом в механике грунтов. Такое моделирование применительно к упомянутой системе выполняют с помощью геотехнических программных комплексов (ПК) [1]. Возникающие при этом расхождения между результатами моделирования с применением ПК и фактическими осадками оснований фундаментов зданий, попадающих в область влияния сооружаемых котлованов, как показано в [2], достигают 20% для крепления ограждений котлованов анкерами и железобетонными перекрытиями и 30% в случае распорок из металлических труб. [3–7] указанные расхождения могут попадать в диапазон 7...34%. Мониторинг 15 объектов [8] приводит к выводу, что этот диапазон при разных способах крепления и технологиях работ в котловане может расширяться до 3...75%. А в [9] при «стене в грунте» и применении металлических труб в составе ограждения осадки дневной поверхности за ним различаются для рассчитанных и фактических их величин почти вдвое.

Указанное имеет место как в отношении численного моделирования, так и аналитических расчёта.

Осадки возводимых зданий

Описанные в [10] исследования осадок строящегося 31-этажного здания показали, что расчётные осадки по методу конечных элементов (170 мм) послойным элементарным суммированием (188,41 мм) заметно больше фактических (максимум 113,1 мм, минимум 71,5 мм, средняя 97 мм). Описанное в [11] сравнение осадок, рассчитанных аналитически, и фактических по СНиП 2.02.01, по СП 50-101 и методом линейно-деформируемого слоя¹ привело к выводу, что в случае применения схемы послойного суммирования различие оценивается 30%, а при других методах оно многократное [11]. Основными причинами, по мнению авторов [11], являются недостаточность инженерно-геологических изысканий (физико-механические характеристики грунтов только частично получены испытаниями, а в основу остальных положены справочные данные).

Указанное подтверждают и другие исследователи [12; 13]. Так, в [12] продемонстрировано влияние участвующего в расчётах коэффициента Пуассона на соотношение осадки s одиночного фундамента и прикладываемой нагрузки p (рис. 1).

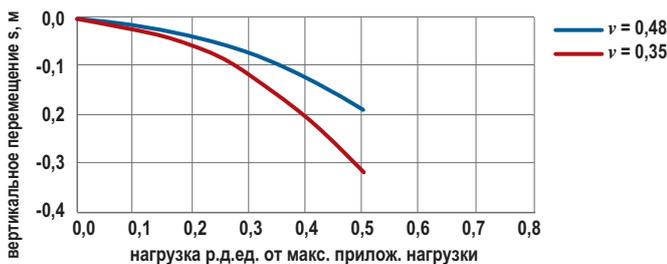


Рис. 1
Влияние коэффициента Пуассона на функцию осадки s от нагрузки p [12]

Fig. 1
Effect of the Poisson's ratio on the settlement function s of the load p [12]

¹ Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. М.: Стройиздат; 1978. 375 с.

Кроме того, в физико-механических характеристиках грунтов, полученных в основном испытаниями в лаборатории, не учтен эффект масштаба, отражающий связь исследуемого объема реальных материалов и их свойств [14]. Это можно продемонстрировать на примере различий в величине удельного сцепления слабых водонасыщенных глинистых грунтов, определенной в лаборатории и полевыми испытаниями, в 1,28 раза, а модуля деформации прессиометром и штампами – в 1,44...2,5 раз [15].

Обзор применяемых численных методов

Геотехнические задачи в России решают в основном методом конечных элементов [16–18], положенным в основу зарубежных ПК коммерческого назначения: PLAXIS, MIDAS, Z_Soil и др. [19]. В них преимущественно применяются « типовые » математические модели грунта (с отдельными различиями):

- модель Кулона – Мора;
- шатровые модели «Cam Clay»;
- различные модификации «упрочняющейся» модели «Hardening Soil Model» (иногда называемой «Modified Coulomb – Mohr»);
- модели скальных грунтов.

Исключение составляет Санкт-Петербургский ПК «FEM models», в котором применена упрочняющаяся вязкоупругопластическая модель грунта [9].

В российских проектах поведение нескальных грунтов описывается преимущественно моделями Кулона – Мора и «Hardening Soil Model».

В геотехнических расчётах чаще всего участвует идеально упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона – Мора. Главная ее ценность применительно к российским условиям состоит в опоре на физико-механические свойства грунта, определяемые испытаниями². Нелинейные рекомендуемые³ модели вызывают сложности, обусловленные неизбежностью определения характеристик общей деформации: секущего модуля E_{50}^{ref} , разгрузочного модуля E_{ur}^{ref} , одометрического модуля E_{oed}^{ref} и некоторых других, участвующих в расчётах с применением нелинейных моделей поведения грунта под нагрузкой, не регламентируются в нормативных документах⁴ и должны быть дополнительно включены в программу изысканий, будь то инженерно-геологические или геотехнические, что возможно только в составе научного сопровождения строительства. Таким образом, упругопластические модели:

а) не требуют затрат на дополнительные дорогие изыскания с целью получения недостающих механических свойств грунтов;

б) в случае принятия их по «справочным данным» нет необходимости в обосновании принятых величин, и отсутствует ответственность за неприемлемое расхождение между расчётами и фактическим положением дел.

К основным недостаткам упругопластической модели [20] в первую очередь относятся:

² ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик; ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания; СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.

³ СМП НОСТРОЙ 3.27.3-2014. Освоение подземного пространства. Комплексное использование подземного пространства в мегаполисах. URL: <https://docs.cntd.ru/document/554126417> (дата обращения: 24.11.2021); СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений; СП 120.13330.2012. Метрополитены; СП 248.1325800.2016. Сооружения подземные. Правила проектирования.

⁴ ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик; ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания; СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.

1. Неучет нелинейности при объёмном сжатии в описании пластических сдвиговых деформаций, частично преодолеваемый заменой в исходных данных модуля Юнга E модулем сдвига G_{ref} , однако это приемлемо только в случае решения очень ограниченного перечня задач.

2. Ввод модуля Юнга в модель исходит из равенства модулей деформации грунта при первичном нагружении и при разгрузке, в результате чего, например, при моделировании откопки дна котлована получается излишнее расчётное поднятие его дна, при этом оказывается, что в зоне выпора участвует грунтовый массив вокруг котлована. В PLAXIS для минимизации указанного эффекта рекомендуется в расчётной схеме лимитировать максимальное удаление низа конструкции от границы расчётной схемы или заменить модуль первичного нагружения E_0 модулем разгрузки E_{un} . Большой модуль деформации извлекаемого грунта влечет за собой изменение статической схемы работы ограждения котлована. Вследствие этого при практических расчётах одновременно с сокращением расчетной области в нижней части снижают удельный вес извлекаемого грунта, добиваясь уменьшения выпора дна котлована при моделировании этого процесса.

Однако, проводя указанную операцию посредством разгрузки, следует учитывать реальное присутствие описываемого эффекта в ходе земляных работ. Например, в [21; 22] речь идет о результатах измерения подъёма дна котлована в плане 36×86 м, глубиной $h = 10$ м и с естественными откосами при его откопке. Наибольший подъём $36,2$ мм оказался в центральной части котлована, у откосов он составил $21,8$ мм, а неравномерность подъёма была $0,00065$ (осреднённый подъём – около $0,3\%$ от h). В [23] анализируются зарубежные исследования в рассматриваемой области. Показано, возможен подъём дна котлована величиной $0,5\%$ от h .

Итак, примем за предварительную оценку достоверности при проверке результатов математического моделирования величину подъёма $0,5\%$ от h (с запасом на разброс начальных условий).

Для примера на рис. 2 показаны результаты модельного расчёта подъёма дна котлована 40×40 м с $h = 6$ м, 9 м и 12 м в различных грунтах с характеристиками по табл. 1 при разработке грунта в котловане на всю его глубину или поэтапно.

Таблица 1
Характеристики грунтов при численном моделировании подъема дна котлована (модуль деформации $E = 10000$ кН/м², угол дилатансии $\psi = 0^\circ$)

Характеристика	Глина	Суглинок	Супесь	Песок
Коэффициент Пуассона ν	0,42	0,35	0,3	0,3
Удельный вес γ , кН/м ³	19,5	19,5	19,5	19,5
Сцепление c , кН/м ²	33	18	11	2
Угол внутреннего трения ϕ , °	11	18	22	23

Table 1
Soil characteristics in numerical simulation of excavation bottom uplift (deformation modulus $E = 10000$ кН/м², dilatancy angle $\psi = 0^\circ$)

Кривые на рис. 2 показывают следующее.

1. Самые близкие к фактическим [22; 23] расчётные подъёмы дна котлована ($0,25 - 0,5\%$ от h) получены по модели «Hardening Soil Model» для поэтапной разработки грунта

с основными параметрами по табл. 1 и остальными – по умолчанию в ПК Z. Soil. Обнаружилось (см. рис. 2), что расчётный подъём дна котлована по абсолютной величине не зависит от h . Поскольку расчёты проводились по единой схеме, а изменялись h , тип грунта и его расчётная модель, можно утверждать, что в рассматриваемой задаче первостепенное значение в отношении влияния на абсолютную величину подъёма дна котлована имеет принятый в ПК алгоритм расчета модуля деформации при разгрузке.

2. Результаты расчетов по упрочняющейся модели без учёта этапности разработки грунта в котловане и по упругопластической модели близки между собой.

3. Результаты расчётов по модели Кулона – Мора дают завышенную (примерно в $3-10$ раз в зависимости от h и типа грунта) абсолютную величину подъёма дна котлована по сравнению с фактическими данными [22; 23]: для глин – ориентировочно $3...7$ -кратное завышение, для суглинков – $4...9$ -кратное, для супесей и песков – $5...10$ -кратное.

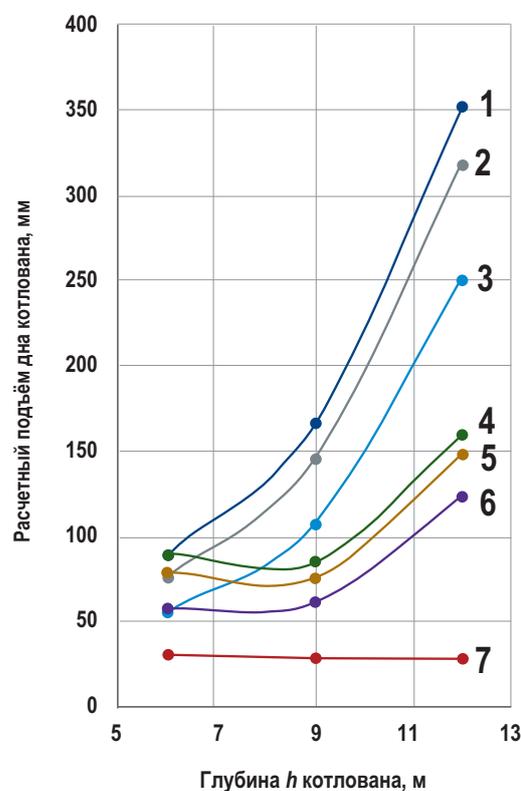


Рис. 2
Зависимость расчётного подъема дна котлована от h по результатам математического моделирования:
1 – песок, модель Кулона – Мора;
2 – суглинок, то же;
3 – глина, то же;
4 – песок, модель Hardening Soil без этапности;
5 – суглинок, то же;
6 – глина, то же;
7 – песок, модель Hardening Soil

Fig. 2
Dependence of the calculated excavation bottom uplift on the h value based on the results of mathematical modelling:
1 – sand, Coulomb – Mohr model;
2 – loam, the same;
3 – clay, the same;
4 – sand, Hardening Soil model without the stage-by-stage approach;
5 – loam, the same;
6 – clay, the same;
7 – Sand, Hardening Soil model

Поскольку модель «Hardening Soil Model» является усовершенствованием модели Кулона – Мора и учитывает зависимость модуля деформации от напряжённого состояния грунта, поверхность текучести не predetermined в пространстве главных напряжений, и возможны ее вариации в результате пластических деформаций.

Недостатками модели согласно [20; 24] являются следующие.

1. Расхождение между итогами численного моделирования компрессионных испытаний и аналитическими расчётами, обусловленное, как утверждает в [24], превышением числа неизвестных над числом уравнений в задаче компрессионного нагружения, и система уравнений разрешима только при $c = 0$, т. е. модель наиболее адекватна в случае песчаных грунтов.

2. Слабый глинистый грунт при деформациях формоизменения отображается в рассматриваемой модели некорректно.

Результаты.

Влияние расчетной схемы

Этот фактор оказывает большое влияние на сходимость результатов расчётов с фактическими величинами. В [25; 26] отмечаются значительные расхождения в величинах, полученных по 2D и 3D схемам. Например, в [26] в случае моделирования большепролётных котлованов в скальных грунтах для машинных залов и трансформаторных подстанций подземных гидроэлектростанций, выявлено в некоторых местах 2...3-кратное превышение перемещений при 2D постановке по сравнению с 3D задачей, объясняемое отсутствием возможности учёта ориентации трещин в 2D моделях таких задач.

Для случаев разработки котлованов в нескальных грунтах в [25] на основе российских и иностранных публикаций сформулирован вывод о завышении величин осадок при расчёте ограждений котлованов по 2D схеме по сравнению с 3D схемой. Кроме того, установлено, что перемещения ограждения котлована в плане существенно меньше в угловых зонах, по ширине примерно эквивалентных h . Это нашло свое подтверждение в [27] при наблюдениях за перемещениями ограждения котлована в плане в ходе работ «нулевого цикла» на гостиничном комплексе в Варшаве: откопка котлована с $h = 11,5$ м вызвала максимальное перемещение стены ограждения 10 мм (прогнозировалось 11 мм), при этом реперы по углам котлована сместились не более чем на 3–4 мм.

Обсуждение результатов.

Численное исследование на примере котлована вестибюля станции метрополитена

Указанное детальное исследование влияния расчётной схемы на поведение близлежащих зданий проведено с применением математического моделирования разработки котлована вестибюля станции «Бутырская» Люблинско-Дмитровской линии Московского метрополитена и здания по адресу ул. Руставели, д. 19 (рис. 3).

Геоморфологически исследуемая территория представляет собой фрагмент пологоволнистой моренной равнины. Природный рельеф не сохранился вследствие планировки городской территории. Геологическое строение включает отложения нескольких систем: четвертичной, меловой, юрской и каменноугольной. Гидрогеологические исследования на глубину до 75 м выявили 5 водо-

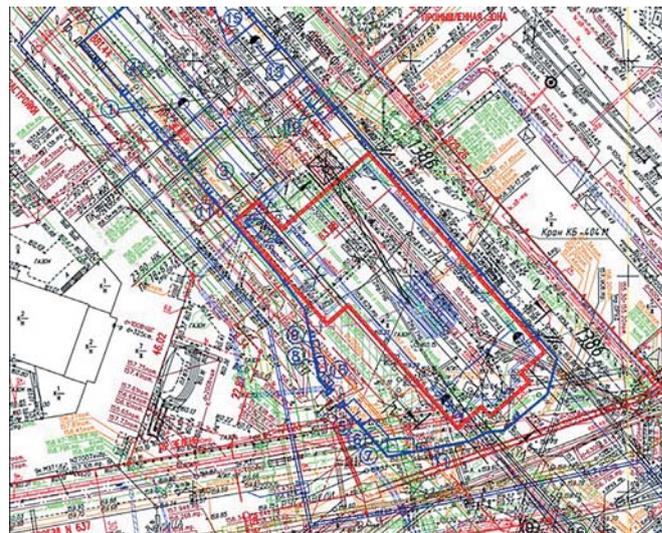


Рис. 3
Моделируемый участок в районе ст. «Бутырская»

Fig. 3
Simulated area near the Butyrskaya Metro Station

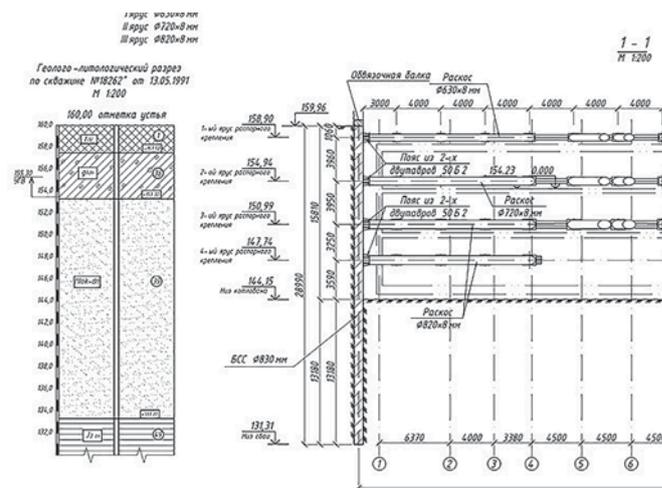


Рис. 4
Разрез по ограждению котлована вестибюля №2 ст. «Бутырская»

Fig. 4
Cross-section along the excavation fence of Entrance Hall No. 2 of the Butyrskaya Metro Station

носных горизонтов. В целом в инженерно-геологическом отношении рассматриваемая территория классифицирована как сложная (III категория), в геотехническом отнесена к III категории.

Вестибюль №2 станции «Бутырская» сооружался открытым способом в котловане $h = 16$ м (разрез по ограждению показан на рис. 4).

Ограждение котлована принято совершенного типа, с заглублением буросекущих свай (диаметр 830 мм, шаг ≈ 700 мм) в юрские глины на два метра, с установкой распорных креплений (расстрелов и раскосов из металлических труб диаметром 630...820×8 мм) в 4 яруса, а также устройством продольных поясов из двутаврового сортамента 50Б2.

Далее на рис. 8–13 показаны результаты моделирования. В табл. 2 сопоставлены максимальные расчётные и фактические осадки здания, на рис. 14 – то же с учётом этапности строительства.

Таблица 2
Сопоставление расчётных и фактических осадок для здания по ул. Руставели, д. 19

Table 2
Comparison of calculated and actual settlements for Building 19 in Rustaveli St.

Объект	Осадка, мм			
	Предельно допустимая	Расчётная в постановке		Фактическая
		2D	3D	
Здание по ул. Руставели, д. 19	20	43	13	12,5

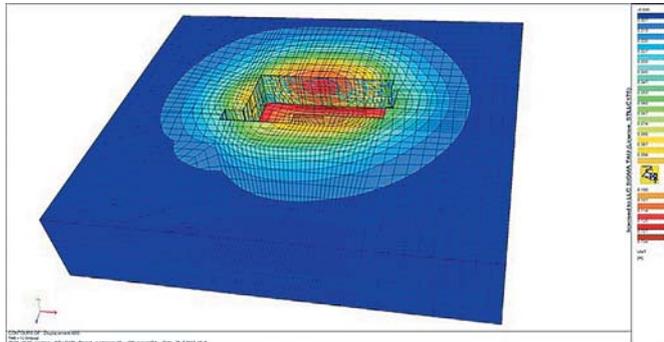


Рис. 9
Абсолютные перемещения в системе «котлован вестибюля – здание» (3D постановка)

Fig. 9
Absolute displacements within the 'Entrance Hall excavation – building' system (3D)

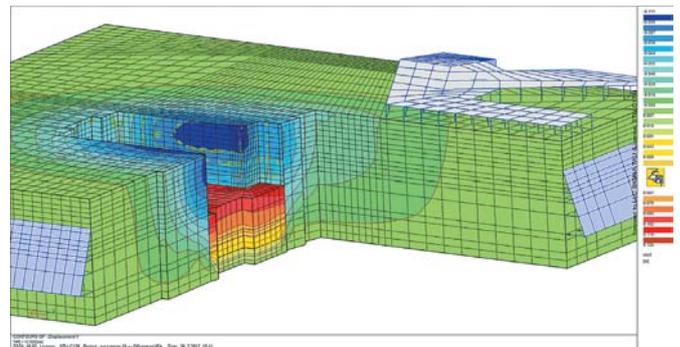


Рис. 12
Распределение вертикальных перемещений по зданию в системе «котлован вестибюля – здание» (2D постановка, $s_{max} = 43$ мм)

Fig. 12
Distribution of vertical displacements across the building in the 'Entrance Hall excavation – building' system (2D, $s_{max} = 43$ mm)

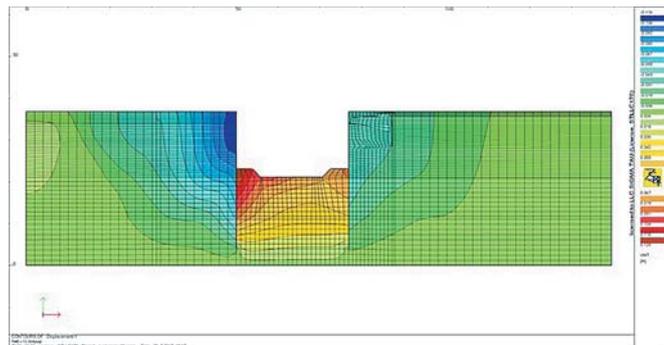


Рис. 10
Вертикальные перемещения в системе «котлован вестибюля – здание» (2D постановка)

Fig. 10
Vertical displacements in the 'Entrance Hall excavation – building' system (2D)

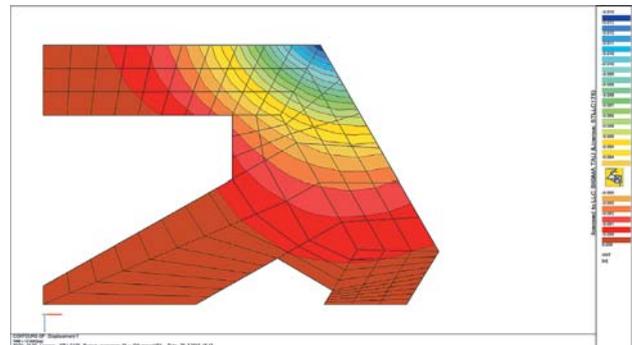


Рис. 13
Распределение вертикальных перемещений по зданию в системе «котлован вестибюля – здание» (3D постановка, $s_{max} = 13$ мм)

Fig. 13
Distribution of vertical displacements across the building in the 'Entrance Hall excavation – building' system (3D, $s_{max} = 13$ mm)

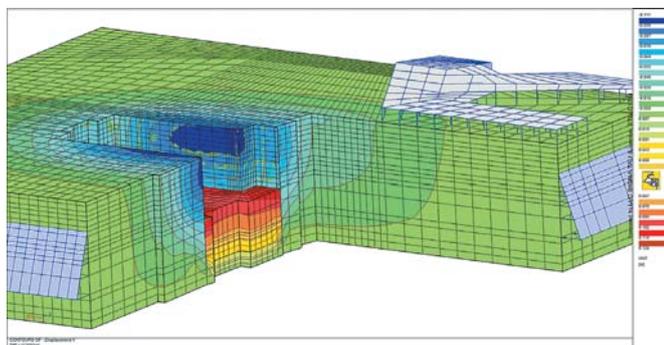


Рис. 11
Вертикальные перемещения в системе «котлован вестибюля – здание» (3D постановка)

Fig. 11
Vertical displacements in the 'Entrance Hall excavation – building' system (3D)

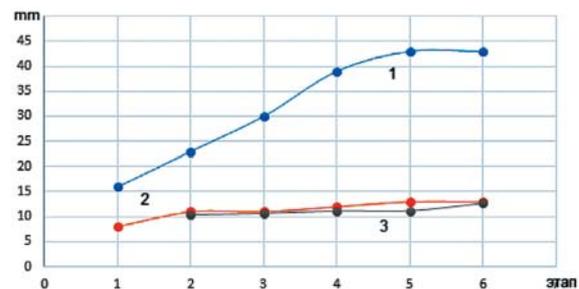


Рис. 14
Сопоставление расчётных и фактических максимальных осадок для дома 19 по улице Руставели с учётом этапности строительства: 1 – плоская задача; 2 – пространственная задача; 3 – данные мониторинга

Fig. 14
Comparison of calculated and actual maximum settlements for Building 19 in Rustaveli Street, with account of the construction phases: 1 – flat problem; 2 – spatial problem; 3 – monitoring data

Заключение

На основании проведенных исследований получены следующие выводы.

1. Расчётная область влияния строительства при моделировании рассматриваемой задачи в 2D постановке примерно в 1,3–1,5 раза превышает сформировавшуюся в 3D постановке.

2. Расчётные осадки рассматриваемого здания в случае 2D постановки в математической модели в 3,3 раза превышают полученные в 3D постановке, и в 3,44 раза больше фактических.

3. Расчётные осадки здания по 3D расчётной схеме приблизительно на 4% больше фактических.

В итоге можно заключить, что основные причины расхождения результатов математического моделирования в зарубежных ПК коммерческого назначения (Z_Soil, PLAXIS, MIDAS и т. п.) с натурными данными состоят в следующем:

1. Недостаточность данных об инженерно-геологическом строении массива.

2. Применяемые в указанных ПК расчётные модели (Кулона – Мора, шатровые «Cam Clay», различные вариации «упрочняющейся» модели «Hardening Soil Model») характеризуются высокой степенью усреднения, неадекватны фактической работе грунта под нагрузкой и подлежат проверке в конкретных инженерно-геологических условиях.

3. Расчёты по аналитическим зависимостям механики грунтов приводят к завышенным по сравнению с фактическими ($\approx 30\text{--}40\%$) осадкам зданий.

4. Заметное влияние на конечный результат моделирования оказывает принятая в нём расчётная схема – постановка задачи (2D или 3D).

Список литературы

- Куликова Е.Ю. Методические основы повышения эколого-технологической надежности городских подземных сооружений. *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2020;(6):176–185. <https://doi.org/10.25018/0236-1493-2020-61-0-176-185>
- Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. A settlement calculation for neighboring buildings with mitigation measures upon underground construction. In: *19th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Unearth the Future, Connect Beyond*. Seoul; 2017. P. 1789–792. Available at: <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/45/06-technical-committee-10-tc204jtc2-35.pdf>
- Никифорова Н.С., Коннов А.В. Прогноз деформаций оснований окружающей застройки с учетом защитных мероприятий. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2020;(6):7–12. Режим доступа: <https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/6657>
- Bourget A.P.F., Chirioti E., Patrineri E. Evolution of risk management during an underground project's life cycle. In: Viggiani & Celestino (eds). *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila*. London: Taylor & Francis Group; 2019. P. 4375–4385. Available at: https://amberengineering.com/fileadmin/user_upload/ch463_AndrewBourget.pdf
- Gong Zh., Li Y., Liu M., Tang C. A case study for large excavation constructed by open cutting with under mining method in Xuzhou, China. In: *World tunnel digital congress and exhibition (WTC) 2020 and the 46th general assembly 11–17 September 2020 Kuala Lumpur, Malaysia*; 2020. P. 721–724.
- Hewitt P., Suthagaran V. Dealing with the challenges of ground response on deep urban excavations adjacent to underground transport infrastructure in Australia. In: *World tunnel digital congress and exhibition (WTC) 2020 and the 46th general assembly 11–17 September 2020 Kuala Lumpur, Malaysia*; 2020. P. 80–806.
- Konukhov D.S., Polyankin A.G. Ensuring the safety of the existing buildings during the construction of the underground in Moscow. In: Viggiani & Celestino (eds). *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila*. London: Taylor & Francis Group; 2019. P. 5756–5766.
- Леушин В.Ю., Шишкин В.Я., Карабаев М.И., Конюхов Д.С., Шмыков В.Е. Анализ деформаций в окружающей застройке при сооружении глубоких котлованов. *Доступное и комфортное жильё*. 2011;(3):57–63.
- Шашкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта. *Развитие городов и геотехническое строительство*. 2011;(2):1–32. Режим доступа: <http://urban-development.ru/2011/7.pdf>
- Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Анализ данных геотехнического мониторинга плитных фундаментов большой площади. *Геотехника*. 2012;(4):28–34.
- Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. *Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям)*. СПб.: Геореконструкция; 2010. 208 с.
- Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В., Нгуен Х.Х. Влияние граничных условий на расчётное сопротивление грунтов оснований фундаментов и предельную нагрузку на них. *Геотехника*. 2012;(4):12–16.
- Meistro N., Poma F., Russo U., Ruggiero F., D'Auria C. Excavation with traditional methods through geological formations containing asbestos. In: Viggiani & Celestino (eds). *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila*. London: Taylor & Francis Group; 2019. P. 4932–4941.
- Ухов С.Б. *Скальные основания гидротехнических сооружений (Механические свойства и расчёты)*. М.: Энергия; 1975. 264 с.
- Аверин И.В. *Контроль качества производства работ при возведении фундаментов и подземных сооружений в сложных грунтовых условиях: дис. ... канд. техн. наук*. М.; 2017. 150 с.

16. Устинов Д.В. Влияние выбора модели вмещающего массива на результаты моделирования проходки перегонных тоннелей метрополитена. *Геотехника*. 2018;(5-6):34–50.
17. Pleshko M.S., Pankratenko A.N., Pleshko M.V., Nasonov A.A. Assessment of stress–strain behavior of shaft lining in bottom hole area during sinking by real-time monitoring and computer modeling data. *Eurasian Mining*. 2021;(1):25–30. <https://doi.org/10.17580/em.2021.01.05>
18. Protosenya A.G., Karasev M.A., Belyakov N.A., Lebedev M.O. Geomechanics of low-subsidence construction during the development of underground space in large cities and megalopolises. *International Journal of Mechanical and Production Engineering Research and Development*. 2019;(5):1005–1014. <https://doi.org/10.24247/ijmperdoct201989>
19. Мангушев Р.А., Сапин Д.А., Кириллов В.М. Влияние типа конечных элементов при численном моделировании ограждений котлованов на конечную осадку фундаментов соседних зданий. В: Евтушенко С.И., Кашарина Т.П., Савин А.П. (ред.) *Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: материалы междунар. науч.-техн. конф., Новочеркасск, 29–31 мая 2018 г.* Новочеркасск; 2018. С. 708–718.
20. Шашкин А.Г. Критический анализ наиболее распространённых нелинейных моделей работы грунта. *Инженерная геология*. 2010;(3):29–37.
21. Шулятьев О.А. Геотехнические особенности проектирования высотных зданий в Москве. *Промышленное и гражданское строительство*. 2016;(10):17–25.
22. Егоров К.Е., Попов Б.П., Кузьмин И.Г. Фактические осадки высотных зданий и сравнение их с расчётными. В: *Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению*. М.: Академия наук СССР; 1957.
23. Chang-Yu Ou. *Deep Excavation. Theory and Practice*. London: CRC Press; 2006. 532 p. <https://doi.org/10.1201/9781482288469>
24. Сливцев К.В. Определение внутренних параметров модели «Hardening Soil Model». *Геотехника*. 2010;(6):55–59.
25. Поспехов В.С. Исследование углового эффекта конструкции ограждения котлована. Вестник Пермского государственного технического университета. *Строительство и архитектура*. 2014;(2):238–248.
26. Устинов Д.В. Моделирование крупнопролётных выработок на примере подземных ГЭС. *Вестник МГСУ*. 2010;(4):68–74.
27. Михальский Т. Применение технологии Jet Grouting в целях обеспечения устойчивости стен глубоких котлованов. В: Улицкий В.М. (ред.). *Развитие городов и геотехническое строительство: труды Междунар. конф. по геотехнике, Санкт-Петербург, 16–19 июня 2008 г.* СПб.: Геореконструкция – Фундаментпроект; 2008. Т. 4. С. 617–625.

References

1. Kulikova E.Yu. Methodical principles for improving the ecological and technological reliability of urban underground structures. *Mining Informational and Analytical Bulletin*. 2020;(6):176–185. (In Russ.) <https://doi.org/10.25018/0236-1493-2020-61-0-176-185>
2. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. A settlement calculation for neighboring buildings with mitigation measures upon underground construction. In: *19th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Unearth the Future, Connect Beyond*. Seoul; 2017, pp. 1789–792. Available at: <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/45/06-technical-committee-10-tc204jtc2-35.pdf>
3. Nikiforova N.S., Konnov A.V. Predicting deformations of the surrounding buildings foundations with regard to protective measures. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2020;(6):7–12. (In Russ.) Available at: <https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/6657>
4. Bourget A.P.F., Chiriotti E., Patrinieri E. Evolution of risk management during an underground project's life cycle. In: Viggiani & Celestino (eds). *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila*. London: Taylor & Francis Group; 2019, pp. 4375–4385. Available at: https://amberengineering.com/fileadmin/user_upload/ch463_AndrewBourget.pdf
5. Gong Zh., Li Y., Liu M., Tang C. A case study for large excavation constructed by open cutting with under mining method in Xuzhou, China. In: *World tunnel digital congress and exhibition (WTC) 2020 and the 46th general assembly 11–17 September 2020 Kuala Lumpur, Malaysia*; 2020, pp. 721–724.
6. Hewitt P., Suthagaran V. Dealing with the challenges of ground response on deep urban excavations adjacent to underground transport infrastructure in Australia. In: *World tunnel digital congress and exhibition (WTC) 2020 and the 46th general assembly 11–17 September 2020 Kuala Lumpur, Malaysia*; 2020, pp. 80–806.
7. Konukhov D.S., Polyankin A.G. Ensuring the safety of the existing buildings during the construction of the underground in Moscow. In: Viggiani & Celestino (eds). *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila*. London: Taylor & Francis Group; 2019, pp. 5756–5766.
8. Leushin V.Yu., Shishkin V.Ya., Karabaev M.I., Konyukhov D.S., Shmykov V.E. Deformation analysis of the surrounding development during deep excavations. *Dostupnoe i komfortnoe zhile*. 2011;(3):57–63. (In Russ.)
9. Shashkin A.G. Visco-elastic-plastic model of clay soil behavior. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitelstvo*. 2011;(2):1–32. (In Russ.) Available at: <http://urban-development.ru/2011/7.pdf>
10. Ter-Martirosian Z.G., Ter-Martirosian Al., Soboiev E.S. Analysis of geotechnical monitoring data of large area foundations. *Geotechnics*. 2012;(4):28–34. (In Russ.)
11. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. *Guide to geotechnics (a guide to foundations, foundations and underground structures)*. St. Petersburg: Georekonstruktsiya; 2010. 208 p. (In Russ.)
12. Ter-Martirosian Z.G., Ter-Martirosian Al.Z., Sidorov V.V., Nguen H.H. Influence of boundary conditions on the calculated resistance of foundation soils and the ultimate load on them. *Geotechnics*. 2012;(4):12–16. (In Russ.)
13. Meistro N., Poma F., Russo U., Ruggiero F., D'Auria C. Excavation with traditional methods through geological formations containing

- asbestos. In: Viggiani & Celestino (eds). *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila*. London: Taylor & Francis Group; 2019, pp. 4932–4941.
14. Ukhov S.B. *Rocky foundations of hydraulic structures (Mechanical properties and calculations)*. Moscow: Energiya; 1975. 264 p. (In Russ.)
15. Averin I.V. *Quality control for the construction of foundations and underground structures in difficult ground conditions*. Moscow; 2017. 150 p. (In Russ.)
16. Ustinov D.V. Impact of the enclosing massif model selection over the results of subway tunnels excavation modelling. *Geotechnics*. 2018;(5-6):34–50. (In Russ.)
17. Pleshko M.S., Pankratenko A.N., Pleshko M.V., Nasonov A.A. Assessment of stress–strain behavior of shaft lining in bottom hole area during sinking by real-time monitoring and computer modeling data. *Eurasian Mining*. 2021;(1):25–30. <https://doi.org/10.17580/em.2021.01.05>
18. Protosenya A.G., Karasev M.A., Belyakov N.A., Lebedev M.O. Geomechanics of low-subsidence construction during the development of underground space in large cities and megalopolises. *International Journal of Mechanical and Production Engineering Research and Development*. 2019;(5):1005–1014. <https://doi.org/10.24247/ijmperdoct201989>
19. Mangushev R.A., Sapin D.A., Kirillov V.M. Influence of finite element type in the numerical modelling of excavation enclosures on the finite settlement of foundations of neighbouring buildings. In: Evtushenko S.I., Kasharina T.P., Savin A.P. (ed.) *Soil mechanics in geotechnics and foundation engineering: Proceedings of the International Scientific and Technical Conference, Novocherkassk, May 29–31, 2018*. Novocherkassk; 2018, pp. 708–718. (In Russ.)
20. Shashkin A.G. Critical analysis of the most common non-linear ground operation models. *Engineering Geology World*. 2010;(3):29–37. (In Russ.)
21. Shulyatev O.A. Geotechnical design features of high-rise buildings in Moscow. *Industrial and Civil Engineering*. 2016;(10):17–25. (In Russ.)
22. Egorov K.E., Popov B.P., Kuzmin I.G. Geotechnical features of high-rise building design in Moscow. In: *Proceedings of the IV International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Moscow: USSR Academy of Sciences; 1957. (In Russ.)
23. Chang-Yu Ou. *Deep Excavation. Theory and Practice*. London: CRC Press; 2006. 532 p. <https://doi.org/10.1201/9781482288469>
24. Slivets K.V. Determination of the internal parameters of the Hardening Soil Model. *Geotechnics*. 2010;(6):55–59. (In Russ.)
25. Pospelkov V.S. Study of the corner effect for the pit retaining structure. *Vestnik Permskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Stroitelstvo i arkhitektura*. 2014;(2):238–248. (In Russ.)
26. Ustinov D.V. The numerical modelling of large span excavations of underground power stations. *Vestnik MGSU*. 2010;(4):68–74. (In Russ.)
27. Mikhalsky T. Application of Jet Grouting technology for the stability of deep excavation walls. In: Ulitsky V.M. (ed.). *Urban development and geotechnical construction: Proceedings of the International Conference on Geotechnics, St. Petersburg, June 16–19, 2008*. St. Petersburg: Georekonstruktsiya – Fundamentproekt; 2008. Vol. 4, pp. 617–625. (In Russ.)

Информация об авторах

Конюхов Дмитрий Сергеевич – кандидат технических наук, доцент, руководитель Отдела научно-технического сопровождения строительства АО «Мосинжпроект», г. Москва, Российская Федерация; e-mail: gidrotehnik@inbox.ru

Казаченко Сергей Александрович – Тоннельная ассоциация России, г. Москва, Российская Федерация

Information about the authors

Dmitry S. Konyukhov – Cand. Sci. (Eng.), Associate Professor, Head of Scientific and Technical Support of Construction Department, Mosinzhproekt JSC, Moscow, Russian Federation; e-mail: gidrotehnik@inbox.ru

Sergey A. Kazachenko – Tunnel Association of Russia, Moscow, Russian Federation

Информация о статье

Поступила в редакцию: 07.03.2022

Поступила после рецензирования: 24.03.2022

Принята к публикации: 25.03.2022

Article info

Received: 07.03.2022

Revised: 24.03.2022

Accepted: 25.03.2022