

УДК 624.152.6

Сафин Даниль Ринафович

кандидат технических наук, доцент

E-mail: d.safin@list.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Зайнуллин Рамиль Тагирович

инженер-проектировщик

E-mail: zrt@mail.ru

ООО «Навек»

Адрес организации: 420036, Россия, г. Казань, ул. Тэцевская, д. 2

Исследование несущей способности и деформативности грунтовых пригрузочных берм

Аннотация

Постановка задачи. Цель исследования – оценка несущей способности и деформативности грунтовых пригрузочных берм, обеспечивающих устойчивость ограждающих конструкций глубоких котлованов в процессе поэтапной экскавации грунта. В нормативных источниках отсутствуют методики их расчета, а имеющиеся подходы базируются на применении различных коэффициентов запаса, учитывающих уменьшение пассивного давления со стороны котлована при устройстве пригрузочных берм.

Результаты. Основные результаты исследования получены в виде новых экспериментальных данных по работе грунтовых пригрузочных берм. Предложены определенные подходы к определению пассивного давления со стороны пригрузочных берм.

Выводы. Значимость полученных результатов для строительной отрасли состоит в том, что полученные данные будут способствовать более грамотному подбору размеров грунтовых пригрузочных берм при проектировании глубоких котлованов. Приведенные подходы к учету пассивного давления могут быть использованы при расчетах.

Ключевые слова: грунт, грунтовая берма, ограждающая конструкция, пассивное давление, активное давление.

Введение

При проектировании глубоких котлованов, особенно в условиях стесненной городской застройки, при наличии в непосредственной близости существующих зданий и сооружений, возникают сложности при обеспечении устойчивости ограждающих конструкций котлована в период разработки грунта. В ряде случаев, когда использование распорных систем или грунтовых анкеров бывает экономически нецелесообразным, а иногда просто нереализуемым, для временного обеспечения устойчивости ограждающих конструкций котлована за счет пассивного давления по периметру стены оставляют пригрузочные грунтовые бермы [1-4]. Однако на сегодняшний день, несмотря на имеющиеся немногочисленные экспериментально-теоретические исследования в данной области, отсутствуют общепризнанные механизмы разрушения грунтовых пригрузочных берм, в нормативных документах не приводятся методики расчета их несущей способности и деформативности. Имеющиеся инженерные подходы в расчетах базируются на применении различных коэффициентов запаса, учитывающих уменьшение пассивного давления со стороны котлована при устройстве пригрузочных берм. В связи с этим авторами статьи в лаборатории кафедры ОФДС и ИГ КГАСУ в объемных лотках были проведены экспериментальные исследования грунтовых пригрузочных берм на разных этапах экскавации грунта из котлована.

Экспериментальные исследования в объемных лотках

Экспериментальные исследования проводились в металлическом лотке с размерами сторон 1 м. В качестве ограждающей конструкции котлована был выбран стальной горячекатаный лист толщиной 1,5 мм. Данные параметры ограждающей стенки были

обусловлены стремлением к созданию относительно гибкой конструкции, которая позволит проследить за качественной картиной деформации изгиба ограждающей стенки и пригрузочной грунтовой бермы по высоте. В качестве грунта засыпки использовался песок мелкий с углом внутреннего трения $\varphi = 32^{\circ}$. При засыпке грунта добивались плотности $\gamma = 15 \text{ кН/м}^3$. Влажность песка в разных экспериментах составило $1,55 \div 1,8 \%$. Со стороны грунтовой бермы на стальной лист были закреплены датчики давления грунта (D) с шагом 150 мм, которые позволяли оценивать давление, передаваемое на берму (рис. 1-2). В качестве материала грунтовой пригрузочной бермы использовались:

- серия 1 – аналогичный грунту засыпки песок мелкий со значением удельного сцепления $c = 0,5 \text{ кПа}$, угла внутреннего трения $\varphi = 32^{\circ}$ (12 образцов);
- серия 2 – супесь со значением удельного сцепления $c = 5 \text{ кПа}$, угла внутреннего трения $\varphi = 20^{\circ}$ (3 образца);
- серия 3 – суглинок со значением удельного сцепления $c = 20 \text{ кПа}$, угла внутреннего трения $\varphi = 15^{\circ}$ (3 образца).

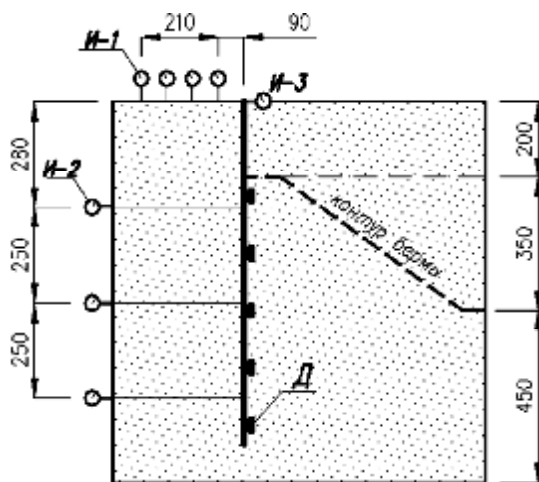


Рис. 1. Схема расположения датчиков и индикаторов (иллюстрация авторов)

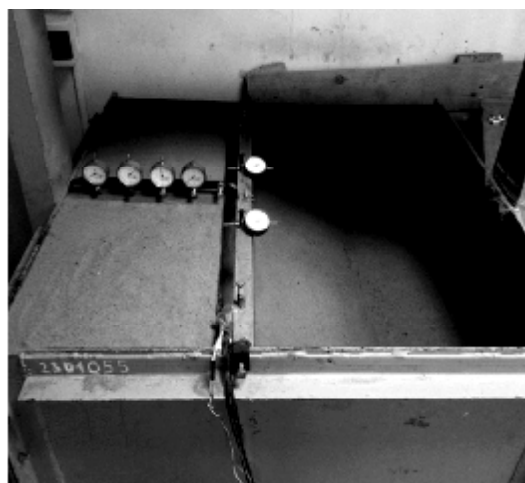


Рис. 2. Иллюстрация макета ограждающей конструкции и грунтовой пригрузочной бермы (иллюстрация авторов)

Датчики давления грунта, представленные на рис. 3, изготавливались из пластика по технологии трехмерной печати. Размеры датчиков были подобраны таким образом, чтобы эквивалентный модуль конструкции был на порядок выше модуля деформации грунта. Основным рабочим элементом датчиков давления грунта является плоская мембрана толщиной 0,2 мм, на поверхность которой наклеивается тензорезистор базой 20 мм. Показания тензорезисторов считывались автоматическим измерителем деформаций. Датчики предварительно тарировались на испытательном стенде при различных давлениях, создаваемых толщей грунта. Процесс тарировки представлял многократный цикл нагружения и разгружения.

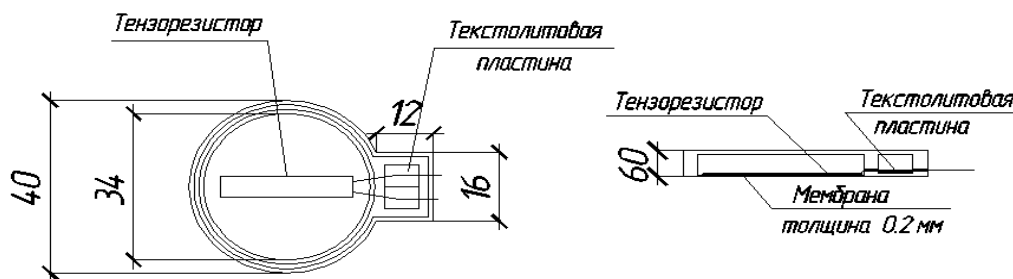


Рис. 3. Конструкция датчика давления грунта (иллюстрация авторов)

Вертикальные деформации поверхности грунта измерялись индикаторами часового типа (группа датчиков *И-1*), закрепленными на жесткой металлической раме. Для измерения перемещений стенки по высоте использовались так же индикаторы часового типа (группа датчиков *И-2*), соединяемые со стенкой алюминиевыми стержнями, заложенными в массиве грунта. Отклонение верха стенки измеряется группой датчиков *И-3*. Заполнение лотка грунтом производилось с послойным уплотнением, с контролем плотности путем отбора проб и взвешиваний.

Эксперименты проводились в несколько этапов:

I Этап. Откопка грунта на глубину до 20 см по всей площади массива перед стенкой;

II Этап. Откопка грунта на глубину до 550 см (с устройством грунтовой пригрузочной бермы вдоль ограждающей конструкции). Угол заложения бермы принимался равным углу внутреннего трения грунта, а общие размеры – из опыта проектирования [1-4];

III Этап. Приложение дополнительной распределенной нагрузки на поверхность грунта за стенкой величиной до $1,4 \text{ кПа}$. Нагрузка прикладывалась с целью доведения грунтовой бермы до разрушения.

Схема и иллюстрация испытательного лотка и грунтовой бермы с установленной системой контрольно-измерительных приборов представлена на рис. 4.

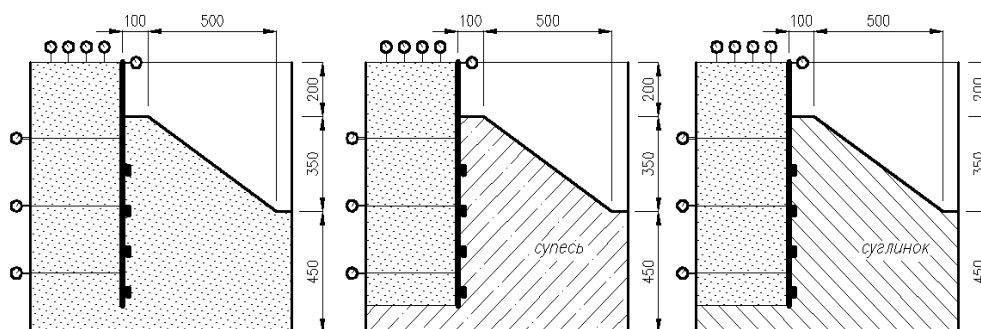


Рис. 4. Схемы грунтовой пригрузочной бермы для 3-х серий экспериментов (иллюстрация авторов)

На каждом этапе измерялись перемещения ограждающей конструкции, вертикальные деформации поверхности грунта и давление стенки на грунтовую берму. Все измерения проводились поверенными приборами и инструментами. Для исключения трения между частицами грунта и металлическим листом использовалась полиэтиленовая пленка. На протяжении всего эксперимента велась фотофиксация поверхности бермы и грунта за стенкой для изучения трещин и сдвиговых деформаций. Каждый последующий этап начинался после стабилизации деформаций. На рис. 5 приведены осредненные значения результатов по сериям экспериментов, проведенных по вышеприведенной методике.

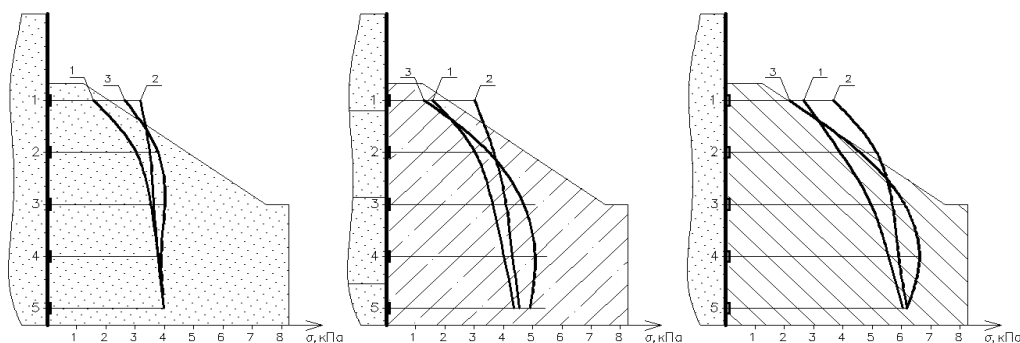


Рис. 5. Показания датчиков давления грунта: 1 – на I этапе; 2– на II этапе; 3 – на III этапе (иллюстрация авторов)

Анализ полученных экспериментальных данных

Как видно на графике показаний датчиков давления грунта (рис. 4а), на уровне 5-го датчика на глубине 85 см, давление стенки на грунт со стороны грунтовой бермы не изменяется, находится не более величины активного давления грунта за стенкой и представляет собой реактивный отпор грунта. На глубине 40-70 см (уровень датчиков 2-4) на протяжении всех этапов проведения эксперимента давление возрастает на величину от 4,2 кПа до 7,2 кПа. Однако, на уровне между 1-м и 2-м датчиками, примерно на глубину до 13-28 см от поверхности бермы, давление стенки на берму возрастает до определенной величины, а далее начинает падать. Указанное явление может свидетельствовать о достижении предельного значения сопротивления грунта [5-8] бермы на данном уровне. Перемещения ограждающей конструкции на данной глубине достигают 12 мм. Далее давление грунта на стенку перераспределяется на участки бермы ниже по глубине с большей несущей способностью. Ниже отметки – 35 см давление на берму возрастает на всем протяжении эксперимента, что свидетельствует о том, что предел несущей способности грунта [8, 9] еще не достигнут, и берма может воспринимать передаваемое ограждающей конструкцией давление, несмотря на то, что горизонтальные деформации уже достигают порядка 5 мм. На рис. 6 показаны графики осредненных значений горизонтальных перемещений ограждающей конструкции по глубине и осадок поверхности грунта перед стенкой на последнем этапе нагружения (III этап) по показаниям группы датчиков И-1, И-2, И-3. Максимальные значения осадок поверхности грунта за стенкой в непосредственной близости от стены составляют около 0,65 от величины перемещений верха стенки.

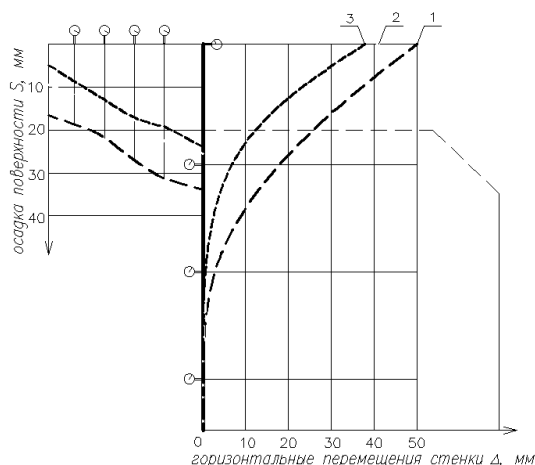


Рис. 6. Горизонтальные перемещения ограждающей конструкции по глубине и осадка поверхности грунта перед стенкой:

1 – для 1-й серии; 2 – для 2-й серии; 3 – для 3-й серии (иллюстрация авторов)

Как было выявлено некоторыми исследователями [10], распределение активного давления грунта на подпорные стенки напрямую зависят от перемещений самой стенки. Т.е. недостаточно рассматривать взаимодействие стенки с грунтом лишь по контактной грани, необходимо совместно рассматривать сдвиги грунта в самой засыпке за стенкой и деформации грунта пригрузочной бермы. Перемещения стенки способны вызывать резкое уменьшение бокового давления грунта на стенку. На начальном этапе, когда перемещения стенки еще не превосходят величину, равную диаметру преобладающих частиц грунта, возникают сдвиги частиц, в некоторой области в пределах призмы обрушения наступает предельное равновесие, и для этого этапа значение активного давления грунта будет практически совпадать со значениями, определенными по классической теории предельного равновесия. При дальнейших перемещениях стенки будет наблюдаться резкое уменьшение активного давления. На разных этапах разработки грунта (I, II, III этапы) указанные состояния массива возникают поочередно. На первом этапе разработки грунта (на глубину 20 см) активное давление начинает расти, однако после получения стенкой определенных перемещений, давление резко падает, что

соответствует моменту достижения несущей способности бермы на соответствующей глубине. В дальнейшем, происходит равномерный сдвиг с образованием призмы обрушения и вновь на стенку начинает действовать в полной мере активное давление. При разработке грунта на II-ом этапе (с устройством грунтовой бермы) и на этапе дополнительного нагружения указанные выше процессы поочередно повторяются. Для каждого этапа разработки грунта образуется своя область сползания, напоминающая по форме клин, причем для каждого этапа размеры этого клина будут разные. В плане границы призм обрушения за стенкой напоминают форму ступенчатого сброса. Как показали наблюдения за проведением экспериментов, моменты уменьшения активного давления на стенку на разных этапах практически совпадают с моментом уменьшения пассивного давления со стороны пригрузочной бермы на определенной глубине. На основании вышеизложенного, можно сделать вывод о том, что разрушение грунтовой пригрузочной бермы происходит с одновременным уменьшением пассивного давления со стороны пригрузочной бермы и активного давления за стенкой. Т.е. смещения ограждающей конструкции, вызванные сдвиговыми деформациями внутри грунтовой бермы на разных глубинах, сопровождаются временным уменьшением активного давления по контакту стены и грунта за стенкой.

Рекомендации по определению пассивного давления со стороны пригрузочной бермы

При определении несущей способности бермы предполагается использовать аналитические зависимости по определению пассивного давления грунта за стенкой, с уменьшением его величины исходя из размеров и конструкции грунтовой пригрузочной бермы.

Для учета пассивного давления со стороны пригрузочной грунтовой бермы в инженерных расчетах рекомендуется массив грунта по глубине разделить на 3 расчетные участки (рис. 7):

– для участка т. 0 ÷ т. 1 рекомендуется принимать полное значение пассивного давления от массива грунта;

– для участков т. 1 ÷ т. 2 и участка ниже т. 2 действительное пассивное давление со стороны пригрузочной грунтовой бермы рекомендуется принимать как разность $\sigma_p - \sigma_p'$:

где σ_p – полное значение пассивного давления, из предположения, что поверхность грунта проходит по плоскости А-В (т.е. без учета конструкции бермы);

σ_p' – величина уменьшения пассивного давления за счет заключенного в призму ABC отсутствующего массива грунта.

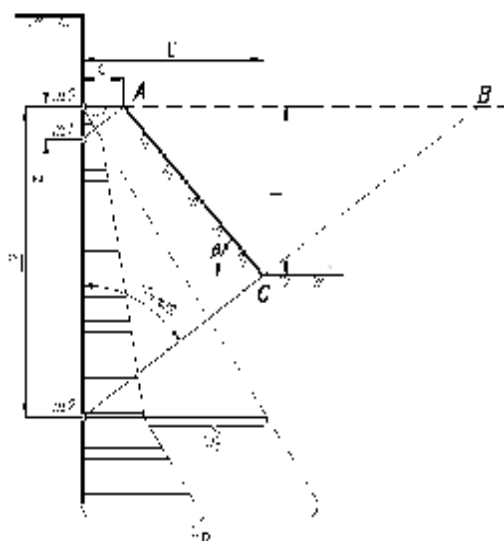


Рис. 7. Эпюра действительного пассивного давления от грунтовой пригрузочной бермы (иллюстрация авторов)

Длину расчетных участков по глубине массива необходимо определять из предположения, что поверхности скольжения призм выпирания, выходящие из точек А и С, наклонены к вертикали под углом $\pi/4 + \varphi/2$:

$$z_1 = a \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (1)$$

$$z_2 = h + B \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (2)$$

В характерных точках по глубине ограждающей конструкции значения пассивного давления могут быть определены по классической теории:

– в т. 1:

$$\sigma_p^1 = \gamma \cdot z_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right); \quad (3)$$

– в т. 2, с учетом функции $\kappa=f(c, \varphi, \beta)$, учитывающей уменьшение пассивного давления грунта в связи с устройством грунтовой бермы:

$$\sigma_p^2 = \left[\gamma \cdot z_2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \cdot k. \quad (4)$$

Ниже т. 2 по глубине значение фактического пассивного давления может быть определено за вычетом из полного значения пассивного давления, вычисленного на момент до устройства грунтовой бермы, величины σ_p' .

Заключение

Данные, полученные в результате экспериментальных исследований, позволили выявить и оценить характер деформирования и механизм разрушения грунтовых пригрузочных берм. Возникающие при устройстве грунтовых пригрузочных берм этапы разработки грунта приводят к образованию отдельных ступенчатых призм обрушения грунтового массива за стенкой, величина которых зависят от геометрических и прочностных параметров грунтовой пригрузочной бермы. В общем случае разрушение грунтовой пригрузочной бермы происходит с одновременным уменьшением активного давления за стенкой и пассивного давления со стороны пригрузочной бермы. По результатам анализа полученных экспериментальных данных, для использования в практических расчетах значение функции $\kappa = f(c, \varphi, \beta)$ рекомендуется принимать в пределах: для несвязного грунта (песок) – $\kappa = 0,5$; для супесей – $\kappa = 0,6$; для суглинков – $\kappa = 0,7$.

Список библиографических ссылок

1. Мирсаяпов И. Т., Хасанов Р. Р., Сафин Д. Р. Проектирование ограждающей конструкции глубокого котлована при реконструкции здания Шамовской больницы г. Казани // Вестник гражданских инженеров. 2016. № 1 (54). С. 89–98.
2. Мирсаяпов И. Т., Хасанов Р. Р., Сафин Д. Р. Ограждающая конструкция котлована и конструкции, обеспечивающие устойчивость ограждения здания Шамовской больницы (1908 г., арх. К.С. Олешкевич). Казань, 2015. 68 с.
3. Ильичев В. А., Мангушев Р. А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М. : АСВ, 2014. 728 с.
4. Сорочан Е. А., Трофименкова Ю. Г., Горбунов-Посадов М. И., Ильичев В. А., Крутов В. И. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М. : Стройиздат, 1985. 480 с.
5. Мирсаяпов И. Т., Королева И. В. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. № 4. С. 16–23.
6. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Experimental and theoretical studies of bearing capacity and deformation of reinforced soil foundations under cyclic loading : Proc. intern. symp., Kyoto, Japan – Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics / Balkema. Lieden, 2014. P. 742–747.
7. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Strength and deformability of clay soil under different triaxial load regimes that consider crack formation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2016. Vol. 53. Iss. 1. P. 5–11.

8. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases : Proc. intern. symp., Seoul, Korea – Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground / Balkema. Lieden, 2014. P. 401–404.
9. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Calculation models of bearing capacity and deformation of soil foundations with vertical elements reinforced under cyclic loading : Proc. intern. symp., Seoul, Korea – ICSMGE 2017 – 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2017-September, P. 2599–2602.
10. Цытович Н. А. Механика грунтов. М. : Высшая Школа, 1983. 288 с.

Safin Danil Rinafovich

candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: d.safin@list.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Zaynullin Ramil Tagirovich

engineer-designer

E-mail: zrt@mail.ru

LLC «Navek»

The organization address: 420036, Russia, Kazan, Tsetevskaya st., 2

Research of bearing capacity and deformability of ground ballast berms**Abstract**

Problem statement. The aim of the study was the evaluation of bearing capacity and deformability of ground ballast berms that provide resistance of enclosing structures of deep excavations in the gradual process of excavation. In the normative literature, there is no methodology of their measurement and existing approaches are based on the use of different safety factors, taking into account the reduction of passive pressure from the side of the pit when the device ballast berms.

Results. Main results of the research obtained in the form of new experimental data on the work of the ballast ground berms. Propose some approaches to the definition of passive pressure from the ballast berms.

Conclusion. The significance of the results for the construction industry is that the data obtained will contribute to more competent selection of sizes ballast ground berms in the design of deep excavations. Approaches to the accounting for passive pressure can be used in the calculations.

Keywords: soil, ground berm, protecting design, passive pressure, active pressure.

References

1. Mirsayapov I. T., Khasanov R. R., Safin D. R. Designing an enclosing structure of deep underground pit at the reconstruction of the Shamovskiy hospital in the city of Kazan // Vestnik grajdanskih ingenerov. 2016. № 1 (54). P. 89–98.
2. Mirsayapov I. T., Khasanov R. R., Safin D. R. Walling excavation and construction of the sustainability of the building fences Shamovskoy Hospital (1908, Arch. K.S. Oleshkevich). Kazan, 2015. 68 p.
3. Ilyichev V. A., Mangushev R. A. Directory geotechnics. Bases, foundations and underground structures. M. : ASV, 2014. 728 p.
4. Sorochan E. A., Trofimenkov Y. G., Gorbunov-Posadov M. I., Ilichev V. A., Krutov V. I. Bases, foundations and underground structures. M. : Stroyizdat, 1985. 480 p.
5. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Prediction of deformation of the foundation with the long-term non-linear deformation of soil // Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov. 2011. № 4. P. 16–23.
6. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Experimental and theoretical studies of bearing capacity and deformation of reinforced soil foundations under cyclic loading : Proc. intern. symp.,

- Kyoto, Japan – Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics / Balkema. Lieden, 2014. P. 742–747.
7. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Strength and deformability of clay soil under different triaxial load regimes that consider crack formation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2016. Vol. 53. Iss. 1. P. 5–11.
 8. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases : Proc. intern. symp., Seoul, Korea – Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground / Balkema. Lieden, 2014. P. 401–404.
 9. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Calculation models of bearing capacity and deformation of soil foundations with vertical elements reinforced under cyclic loading : Proc. intern. symp., Seoul, Korea – ICSMGE 2017 – 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2017-September. P. 2599–2602.
 10. Tsytovich N. A. Soil Mechanics. M. : Vysshaia shkola, 1983. 288 p.