

УДК 624.152.6

Мирсаяпов И.Т. – доктор технических наук, профессор

E-mail: mirsayapov1@mail.ru

Хасанов Р.Р. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: rubis.hasanov@yandex.ru

Сафин Д.Р. – 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

Проектирование ограждения глубокого котлована жилого комплекса в условиях стесненной городской застройки

Аннотация

В статье освещены мероприятия и технические решения, использованные при проектировании подземной части строящегося жилого комплекса по ул. Шульгина г. Казани, состоящего из двух 25-ти этажных высотных зданий с 3-х ярусным подземным паркингом, возведенном в котловане глубиной порядка 10 м. Особенностью проектирования является то, что комплекс возводится в непосредственной близости от существующей жилой застройки. При проектировании ограждающих конструкций котлована в таких условиях основной задачей является решение проблем, связанных с обеспечением их устойчивости на время разработки грунта, а также совместной работы с несущими конструкциями подземной части.

Ключевые слова: глубокий котлован, ограждение котлована, стена в грунте, буронабивные сваи, распорная система, глубокий сдвиг, грунтовая берма, устойчивость.

В современных условиях растущие темпы строительства мегаполисов ставят перед инженерами-геотехниками сложные задачи. При этом необходимо учитывать сложные инженерно-геологические условия, наличие подземных сооружений и коммуникаций в стесненных условиях городской застройки. Одним из способов решения этих проблем мегаполисов является использование подземного пространства при устройстве развитых подземных частей вновь возводимых зданий. В этих объемах размещаются не только инженерные коммуникации и транспортные тоннели, но и парковки, склады, торгово-развлекательные комплексы, освобождая поверхность для зеленых насаждений и общественных территорий для повышения уровня комфорта жизни в городах. В Казани в последние годы также наблюдается активное освоение подземного пространства города. В связи с интенсивно растущим автопарком особенно актуальным становится размещение в подземной части здания паркингов.

Авторами статьи был разработан проект ограждающей конструкции глубокого котлована строящегося жилого комплекса по ул. Шульгина г. Казани [5]. Комплекс представляет собой два 25-ти этажных жилых здания, объединенных 3-х ярусным подземным паркингом, глубина котлована для возведения подземной части превышает 10 м [6]. Условия строительства осложнены тем, что в зону влияния нового строительства попадают 4-х и 5-и этажные жилые и общественные здания.

В рамках выполненного рабочего проекта авторами были решены следующие задачи:

- разработка конструктивного решения ограждающей конструкции котлована;
- разработка мероприятий, обеспечивающих устойчивость ограждения на время разработки грунта в котловане и при дальнейшей эксплуатации;
- разработка технологической последовательности устройства ограждения и разработки грунта в котловане;
- проверка общей устойчивости грунтового массива, пригруженного окружающей застройкой.

В геоморфологическом отношении участок работ расположен на правом борту долины р. Казанка, в пределах II надпойменной террасы левобережья р. Волга.

При проектировании ограждающих конструкций глубоких котлованов основной задачей является решение проблем, связанных с обеспечением их устойчивости на время разработки грунта [7, 8]. На данном объекте применение грунтовых анкеров для крепления «стены в грунте» при наличии плотной окружающей городской застройки и сети инженерных коммуникаций было в принципе невозможно. Кроме того, при ширине подземной части проектируемого жилого комплекса от 43 до 79 м использование обычной распорной системы также нецелесообразно в силу большой гибкости распорок. Поэтому было принято решение использовать монолитный железобетонный каркас высотной части здания в качестве промежуточной опоры для распорной системы крепления ограждающей конструкции. Для обеспечения устойчивости ограждающей конструкции до момента установки распорной системы предполагается использовать пассивное давление пригрузочных грунтовых берм по периметру стены (рис. 2 и 3).

Таким образом, в целях обеспечения возможности безопасного возведения подземной части здания, была предложена следующая последовательность проведения работ:

- устройство ограждения котлована из буронабивных свай диаметром 600 мм и объединяющего ростверка по верху свай;
- разработка грунта до отметки подошвы фундамента 2-х высотных частей (отм. -12.200) с оставлением грунтовых берм вдоль стены в грунте (рис. 3);
- возведение нулевого цикла монолитных ж/б каркасов высотных частей жилого комплекса;
- установка распорной системы крепления ограждающей стенки с передачей усилия от распорок на перекрытие на отм. -4.350;
- полная разработка грунта берм в котловане до отметки подошвы фундамента паркинга;
- устройство плитных фундаментов и первого снизу монолитного перекрытия подземной парковки (отм. -7.400);
- демонтаж распорной системы с параллельным возведением перекрытия на отм. -4.350.

На отдельных стесненных участках, с целью увеличения геометрических размеров грунтовых берм и их удерживающего давления на ограждение, предусмотрено устройство консольных шпунтовых стенок высотой 2 м (рис. 2).

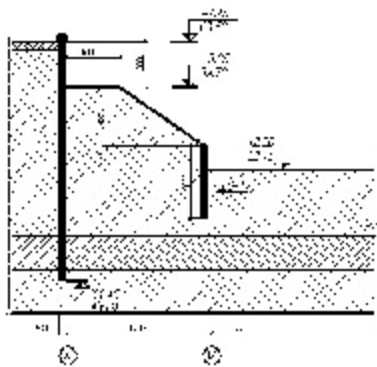


Рис. 2. Устройство шпунтовой стенки на уровне подошвы грунтовой бермы

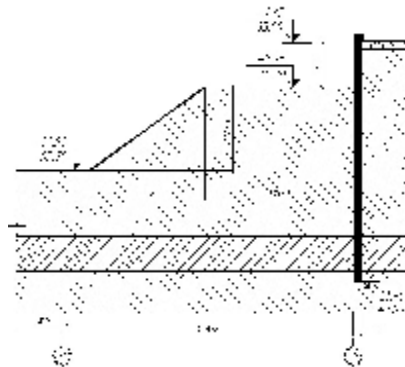


Рис. 3. Грунтовые бермы по периметру стен

Расчет устойчивости ограждения выполнен для двух этапов разработки грунта котлована [3, 2]:

- до установки распорок – по консольной схеме;
- после установки распорок и полной разработки грунта – по заанкеренной схеме.

Расчетная схема определена в зависимости от погонной жесткости ограждающей стенки η по формуле [1]:

$$h = \frac{d_{au}}{t} = \frac{0,502}{10} = 0,0502, \quad (1)$$

где

$$d_{au} = \sqrt[3]{\frac{12I}{D+j}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 0,006362}{0,6+0}} = 0,502 \text{ м}, \quad (2)$$

D – диаметр сваи;

j – зазор между сваями;

I – момент инерции сваи;

t – предварительная глубина погружения стены ниже дна котлована.

Т.к. $h = 0,0502 < 0,06$, то стена рассматривается как гибкая и расчет ведется методом упругой линии Блюма-Ломейера (графоаналитический метод, рис. 4, 5).

Высота проектируемого ограждения котлована 10,15 м, дополнительное давление на поверхность грунта от веса грунторазрабатывающих механизмов и складированных строительных материалов принято в виде сплошной равномерно распределенной нагрузки на поверхность грунта интенсивностью $q = 25$ кПа.

Целью расчетов является определение глубины заделки стенки в грунт и усилия в распорке. По результатам расчета также подбиралось требуемое сечение ограждения из буронабивных свай и сечение распорок.

Для расчета по данному методу необходимо построить эпюры активного S_a и пассивного S_p давлений на ограждение котлована, которые определяются по формулам [1] (h_k – глубина котлована):

$$s_a = g \times z \times \lambda_a - \frac{c}{\operatorname{tg} j} [1 - \lambda_a]; \quad (3)$$

$$s_q = q \times \lambda_a, \quad (4)$$

$$s_p = g \times (z - h_k) \times \lambda_p + \frac{c}{\operatorname{tg} j} (\lambda_p - 1), \quad (5)$$

где коэффициенты активного и пассивного давлений грунтов определены по формулам:

$$\lambda_a = \frac{\frac{\sin^2(j + \delta)}{\sin j \sin \delta} + \frac{\cos(j + \delta) \cos \delta}{\sin(j + \delta) \sin \delta}}{\frac{\sin^2(j + \delta)}{\sin j \sin \delta} + \frac{\cos(j + \delta) \cos \delta}{\sin(j + \delta) \sin \delta}}, \quad (6)$$

и

$$\lambda_p = \frac{\frac{\sin^2(j - \delta)}{\sin j \sin \delta} + \frac{\cos(j - \delta) \cos \delta}{\sin(j - \delta) \sin \delta}}{\frac{\sin^2(j - \delta)}{\sin j \sin \delta} + \frac{\cos(j - \delta) \cos \delta}{\sin(j - \delta) \sin \delta}}, \quad (7)$$

здесь φ – угол внутреннего трения грунта, δ – угол трения грунта на контакте со стенкой.

Результаты выполненных расчетов представлены на рис. 4, 5.

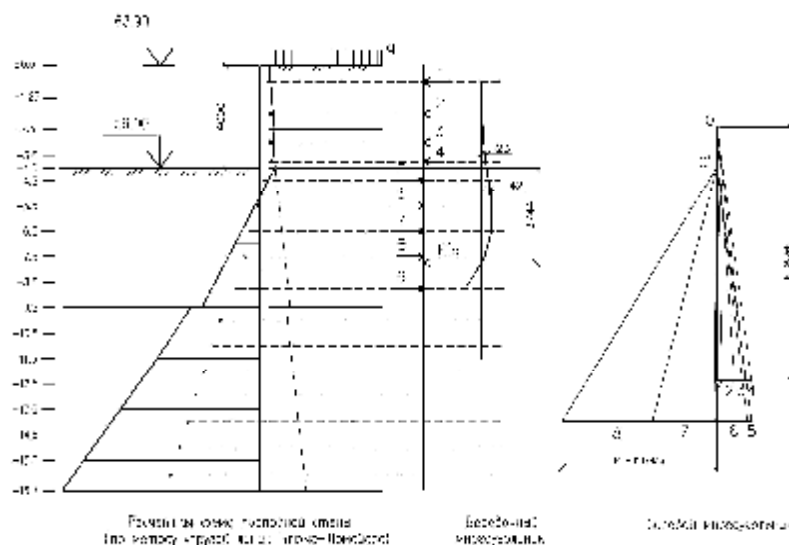


Рис. 4. Схема к расчету консольной стены до установки распорок

Расчет смещения верха консольного ограждения до установки распорок выполнен по методу Н.К. Снитко [1]:

$$D = \frac{L^4}{120EI} (11s_{a1} + 4s_{a2}) + \frac{12}{k_s t^2} \frac{M}{EI} + \frac{3L}{t} \frac{Q}{EI} + 2L \frac{\ddot{u}}{\ddot{u}_0}, \quad (8)$$

где M и Q – изгибающий момент и перерезывающая сила в сечении стенки на уровне дна котлована, k_s – коэффициент постели грунта основания на уровне низа стенки, L – глубина котлована, t – глубина заделки стенки ниже дна котлована, EI – изгибная жесткость ограждения из буронабивных свай, s_{a1} и s_{a2} – верхняя и нижняя ординаты эпюры активного давления грунта в пределах свободной высоты стенки.

По результатам расчетов смещение верха ограждения составило 3 см, что не превышает допустимое значение.

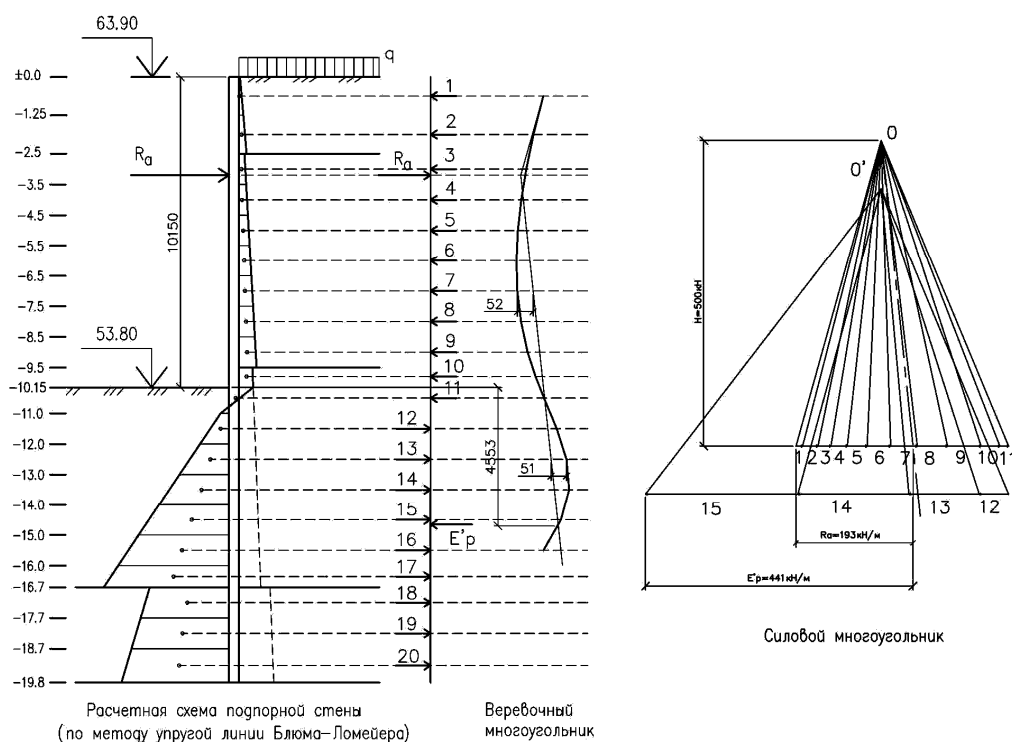


Рис. 5. Схема к расчету ограждения котлована с распоркой после полной разработки грунта

Значение максимального изгибающего момента на 1 пм ограждения для двух этапов разработки грунта составило:

$$M_{\max} = H \cdot y_{\max} = 500 \cdot 0,52 = 260 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (9)$$

Как известно, круглые сечения в условиях изгиба работают неэффективно, т.к. при равномерном расположении арматуры по периметру сечения стержни, находящиеся около нейтральной линии, практически не участвуют в восприятии изгибающего момента. Поэтому по результатам расчета для полученного изгибающего момента потребовалась установка 12 стержней $\varnothing 22$ мм арматуры класса А400.

Графическим путем (рис. 5) определено, что точка нулевых моментов находится на глубине $t_0 = 4,6$ м ниже дна котлована. Однако, основываясь на опыте проектирования подобных сооружений, было принято решение увеличить ее до 10 м (при общей длине ограждения в 20 м) с целью обеспечения устойчивости грунтового массива на глубокий сдвиг, что впоследствии подтвердилось расчетами [2, 3].

По усилиям, определенным методом упругой линии, были подобраны сечения распорок из стальных труб диаметром 325, 426 и 530 мм (план системы распорок представлен на рис. 6). На тех участках, где пролет распорки составлял более 15 м, были предусмотрены подкосы из труб для уменьшения расчетной длины распорок и уменьшения их гибкости (рис. 6).

В местах передачи распорного усилия на плиты перекрытия по контуру плит предусмотрена установка закладных элементов в виде прокатных швеллеров № 24 для удобства крепления распорок и исключения смятия бетона плит перекрытия от сосредоточенного распорного усилия.

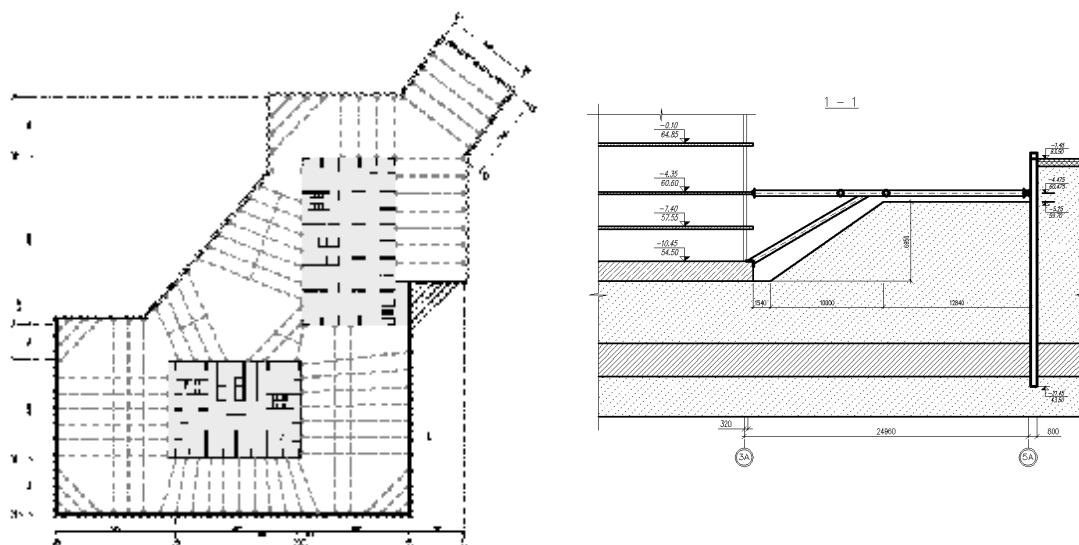


Рис. 6. План распорной системы и разрез по котловану

Расчет массива на глубокий сдвиг произведен по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения. За расчетную модель грунтового массива, ограниченного откосом, пригруженным давлением, передаваемым от фундаментов существующего здания, принято бесконечно длинное призматическое тело с горизонтальными образующими, подверженное действию сил, перпендикулярных к образующим и равномерно распределенных в их направлении.

Для расчета выбран наиболее характерный створ с точки зрения наименьшей устойчивости. Наименьшее расстояние от ограждения котлована до наружных стен существующих зданий составляет 10,6 м.

Расчет произведен из условия, что потеря устойчивости основания, ограниченного грунтовым откосом, может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно точки передачи распорного усилия на стенку «О». Смещающийся массив рассматривается как недеформируемый отсек, все точки которого, участвуют в общем движении грунтового массива. Задача заключается в расчете минимального коэффициента устойчивости k_{sr} грунтового массива по выражению [1]:

$$k_y = \frac{M_{sr}}{M_{sa}} > 1,3, \quad (10)$$

где M_{sr} и M_{sa} – моменты относительно центра вращения «О» всех сил, соответственно, удерживающих и смещающих отсек.

Для определения M_{sr} и M_{sa} отсек грунтового массива разбивался вертикальными линиями на отдельные элементы. Вычислялись силы, действующие на каждый элемент: вес грунта в объеме элемента G_i и равнодействующая нагрузки на его поверхности $b_i \times q_i$. Равнодействующая сил $P_i = G_i + b_i q_i$ считалась приложенной к основанию элемента и раскладывавшейся на нормальную N_i и касательную T_i составляющие к дуге скольжения в точках их приложения.

Момент сил, вращающий отсек вокруг центра скольжения, определялся по формуле:

$$M_{sa} = R \sum_{i=1}^n \vec{a}_i T_i = R \sum_{i=1}^n \vec{a}_i P_i \sin \alpha_i, \quad (11)$$

где R – радиус окружности круглоцилиндрической поверхности скольжения, м;
 n – число элементов в отсеке.

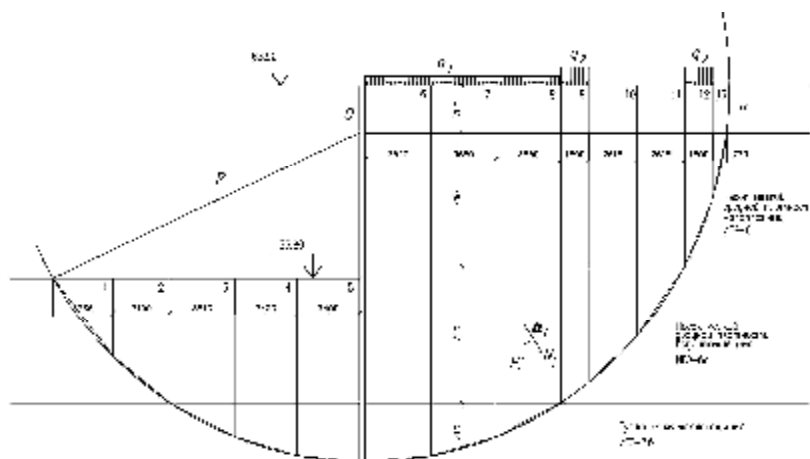


Рис. 7. Схема к расчету массива грунта на глубокий сдвиг

По результатам расчетов коэффициент устойчивости грунтового массива с ограждающей конструкцией составил:

$$k_y = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} i + l_i \times C_i + P_i^* \sin \alpha_i)}{\sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i} = 1,53 > 1,3. \quad (12)$$

Таким образом, при принятой высоте ограждения котлована из свай $\varnothing 600$ мм, длиной в 20 м и распорной системе, установленной на глубине 4 м от уровня земли, устойчивость грунтового массива против глубокого сдвига по круглоцилиндрической поверхности скольжения обеспечена.

Заключение

1. Разработана технологическая последовательность проведения работ в целях обеспечения возможности безопасного возведения подземной части высотного жилого комплекса.
2. Выполнены расчеты несущей способности и устойчивости ограждающей конструкции котлована на разных этапах разработки грунта. Установлены значения перемещений ограждения котлована, требуемое армирование, и разработана конструкция армокаркаса буронабивных свай.
3. Выполнена проверка грунтового массива, ограниченного стеной из буронабивных свай и пригруженного окружающей застройкой на потерю устойчивости по круглоцилиндрической поверхности скольжения.
4. Для проведения наблюдения за поведением вновь строящегося здания, своевременного выявления дефектов, предупреждения и устранения имеющихся отклонений, а также оценки правильности принятых методов расчета и проектных решений необходимо установить геотехнический мониторинг за состоянием строящегося жилого комплекса.

Список библиографических ссылок

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
2. Мирсяпов И.Т., Хасанов Р.Р. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния гибких ограждений с распоркой в процессе поэтапной разработки грунта // Известия КГАСУ, 2011, № 2 (16). – С. 129-135.
3. Мирсяпов И.Т., Сафин Д.Р. Экспериментальные исследования НДС грунтового массива при совместном деформировании с ограждающей конструкцией

консольного типа в процессе поэтапной разработки котлована // Известия КГАСУ, 2011, № 3 (17). – С. 79-84.

4. Отчет по инженерно-геологическим изысканиям на объекте: «Жилой комплекс с двухуровневыми подземными гаражами по ул. Шульгина в Кировском районе г. Казани РТ», ООО ПСФ «ВАН». – Казань, 2014.
5. Мирсаяпов И.Т., Хасанов Р.Р., Сафин Д.Р. Ограждающая конструкция котлована жилого комплекса по ул. Шульгина г. Казани. Пояснительная записка к проекту. – Казань, 2015. – 60 с.
6. Проект жилого комплекса по ул. Шульгина в Кировском районе г.Казани. Раздел КЖ. ООО «Альфа-Стройпроект». – Казань, 2015.
7. 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.
8. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proc. intern. symp., Seoul, Korea, 25-27 August 2014. – Lieden: Balkema, 2014. – P. 401-404.

Mirsayapov I.T. – doctor of technical sciences, professor

E-mail: mirsayapov1@mail.ru

Khasanov R.R. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: rubis.hasanov@yandex.ru

Safin D.R. – 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

Design fence of deep foundation pit of the residential complex in a congested urban area

Resume

The paper presents the activities and technical solutions used in the design of the underground part of the residential complex under construction on the Shulgin st. of Kazan, consisting of two 25-storey high-rise buildings with a 3-tiered underground parking, built in the deep foundation pit. A feature of the design is that the complex is being built in close proximity to existing residential development. When designing walling excavation in such conditions, the main task is to solve the problems associated with their sustainability at the time of excavation, as well as working with the supporting structures of the underground part.

As part of the detailed design, the authors have solved the following problems:

- development of constructive solutions enclosing structure of the pit;
- developing measures to ensure the stability of the fence on the development of soil in the trench and the further exploitation;
- development of technological sequence fencing and excavation in the pit;
- checking the overall sustainability of the soil mass.

In order to ensure the safe construction of the underground part of the building was proposed sequence of work.

Calculations of fencing structure foundation pit were made for different stages of development of a ground: before installing the struts (by console scheme) and after installation of struts and full excavation.

Keywords: deep foundation pit, barrier design, a slurry wall, bored piles, struts, a profound shift, soil berm, stability.

Reference list

1. Bases, foundations and underground structures / Under the general editorship of E.A. Sorochan and Y.G. Trofimenkov. – M.: Stroyizdat, 1985. – 480 p.
2. Mirsayapov I.T., Khasanov R.R. Experimental studies of stress-strain state of flexible barriering design with bracing in the process of the phased excavation of the soil // News of the KSUAE, 2011, № 2 (16). – P. 129-135.
3. Mirsayapov I.T., Safin D.R. Experimental surveys of deflected state of soil body consistent with rabbit in the process of graded excavation of ditch // News of the KSUAE, 2011, № 3 (17). – P. 79-84.
4. Report on the engineering and geological surveys on the subject: «The residential complex with two-level underground parking on the Shulgin st. in the Kirov district of Kazan RT», Ltd MCF «VAN». – Kazan, 2014.
5. Mirsayapov I.T., Khasanov R.R., Safin D.R. Fence of deep excavation of the residential complex on Shulgin's st. of Kazan. The explanatory note to the project. – Kazan, 2015. – 60 p.
6. The project of the residential complex on Shulgin's st. in the Kirov district of Kazan. Section QOL «Alfa-Stroyproekt». – Kazan, 2015.
7. 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.
8. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proc. intern. symp., Seoul, Korea, 25-27 August 2014. – Lieden: Balkema, 2014. – P. 401-404.