

УДК 624.138.24

**Ю. И. Харин<sup>а</sup>, И. Я. Харченко<sup>б</sup>, А. А. Пискунов<sup>в</sup>, С. И. Махова<sup>г</sup>**

<sup>а</sup> *Московский государственный строительный университет*

<sup>б</sup> *ООО «Научно-исследовательский центр подземных сооружений»*

<sup>в</sup> *Российский университет транспорта*

<sup>г</sup> *Волгоградский государственный технический университет*

## **ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ СТЕНЫ В ГРУНТЕ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ РАБОТ ПО ТЕХНОЛОГИИ КОМПЕНСАЦИОННОГО НАГНЕТЕНИЯ**

При решении комплексных геотехнических задач необходим гибкий подход к работе конструктивных элементов сооружения, когда в процессе выполнения этапов работ задача, изначально чисто геотехническая, по мере строительства переходит в чисто конструкторскую. Благодаря такому подходу удалось выполнить работы по компенсационному нагнетанию под станцией метро «Чкаловская» через отверстия возведенной стены в грунте без проведения дорогостоящих работ по ее усилению.

**К л ю ч е в ы е с л о в а:** инженерно-геологические и гидрогеологические условия, стена в грунте, расчеты по предельным состояниям, метод компенсационного нагнетания, горизонтальное бурение.

### **Введение**

В соответствии с разработанным проектом, здание многофункционального комплекса (МФК) возводится на площади Курского вокзала в Москве, в непосредственной близости от действующих сооружений метрополитена. Здание МФК представляет собой 4-этажный стилобат, на котором располагаются две 17-этажные башни апартаментов. При этом 4-этажный стилобат возводится непосредственно над вестибюлем станции метро «Чкаловская», который сооружен в 1987—1994 гг. по проекту Метрогипротранса. В настоящее время в вестибюле расположены служебные сооружения метрополитена, а также технические помещения, необходимые для обслуживания пассажиров и оборудования. Габаритные размеры вестибюля: 40,8 × 66,3 м в плане, 10,5 м — от низа фундаментной плиты до верха перекрытий первого этажа. Вестибюль имеет два этажа: в уровне пассажирской зоны и в уровне машинного зала. Несущие конструкции вестибюля представлены железобетонной фундаментной плитой толщиной до 1,5 м, внешней монолитной железобетонной стеной толщиной 0,6 м, а также сборно-монолитными железобетонными балочными перекрытиями. Перекрытия опираются на железобетонные колонны и стены. Внешние стены являлись также ограждением котлована вестибюля, поэтому низ стен расположен на 5,16 м ниже отметки низа фундаментной плиты вестибюля. К вестибюлю примыкают два эскалаторных тоннеля — станций «Чкаловская» и «Курская» (Кольцевая линия), выполненных из чугунных тубингов  $D_{\text{нар}} / D_{\text{вн}} = 9,5 / 8,8$  м, шириной 0,75 м. Обделка эскалаторных тоннелей не имеет деформационного шва на сопряжении с конструкциями вестибюля. Вестибюль соединен с поверхностью лестничными сходами и рампой.

Конструкция вестибюля заглублена в грунт, мощность засыпки над верхним перекрытием изменяется от 1,0 до 1,5 м\*.

В результате оценки влияния строящегося МФК на существующие объекты метрополитена установлено, что максимальная расчетная величина их осадочных деформаций достигает 140 мм и существенно превышает величину предельно допустимых. С целью исключения развития осадочных деформаций объектов метрополитена в процессе строительства МФК предусматривалось применение метода компенсационного нагнетания с размещением горизонтальных буроинъекционных скважин под фундаментной плитой вестибюля [1—5].

При разработке проекта компенсационного нагнетания рассматривались три варианта устройства буроинъекционных скважин: первый вариант предусматривал устройство инъекционных скважин из существующей водоотливной шахты, расположенной в центральной части фундаментной плиты; второй вариант предполагал устройство инъекционных скважин из отдельно вынесенной за приделы строящегося объекта специально сооружаемой шахты; третий вариант предусматривает устройство инъекционных скважин из помещений 3-го и 4-го ярусов сооружаемой подземной автостоянки МФК. На основании технико-экономического сравнения вариантов принято решение об устройстве буроинъекционных скважин по третьему варианту из помещений подземной парковки МФК.

В соответствии с разработанным проектом для выполнения компенсационного нагнетания предусматривалось устройство 104 отверстий диаметром 180 мм в наружной стене подземной части проектируемого здания. При этом при устройстве отверстий в теле стены разрезаются отдельные арматурные стержни, а также нарушается сплошность ограждающей железобетонной конструкции. В этой связи возникла необходимость оценки конструктивной надежности стены в грунте с разработкой, при необходимости, конструктивных мероприятий по ее усилению [6—9].

#### **Инженерно-геологические условия строительства**

В соответствии с выполненными исследованиями установлено, что с поверхности до глубины 2,0...12,7 м участок покрыт *техногенными отложениями*, представленными песками с примесью и прослоями суглинков, с включениями строительного мусора. Под техногенными грунтами залегают толща *флювиогляциальных водно-ледниковых отложений московского оледенения*, сложенная песками и суглинками. Общая мощность флювиогляциальных водно-ледниковых отложений составляет 0,3...3,4 м. Под флювиогляциальными водно-ледниковыми отложениями залегают толща *моренных*

---

\* «Гостиница в составе многофункционального комплекса на площади Курского вокзала» по адресу: г. Москва, ЦАО, внутригородское муниципальное образование Басманное, площадь Курского вокзала. Проектная документация (Корректировка). 1 этап. Инженерная подготовка территории, включая вынос сетей из пятна застройки и устройство ограждающих конструкций котлована. Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения. Ч. 1. Ограждение котлована. Кн. 1. 18-2501-П-КР1.1-И2. Т. 4.1.1. М. : НИИОСП, 2018.

Анализ возможности выполнения компенсационного нагнетания через конструкции существующей «стены в грунте» на объекте: «Гостиница в составе многофункционального комплекса на площади Курского вокзала» по адресу: г. Москва, ЦАО, внутригородское муниципальное образование Басманное, площадь Курского вокзала»: науч.-техн. заключение. М. : НИИОСП, 2020.

*отложений днепровского оледенения*, представленная суглинками песчанистыми, с линзами песка, с гравием, дресвой и щебнем, тугопластичными и полутвердыми. Общая мощность моренных отложений составляет 4,9...9,5 м. Под моренными отложениями залегают *флювиогляциальные отложения окско-днепровского горизонта*, представленные песками пылеватыми, с глинистыми прослоями, местами с гравием, средней степени водонасыщения и водонасыщенными. Общая мощность флювиогляциальных отложений окско-днепровского горизонта составляет 1,5...8,2 м. Под четвертичными отложениями, на глубине 10,4...15,8 м (абс. отм. 129,09...135,11 м) залегают *верхнеюрские отложения волжского яруса*, представленные глинами пылеватыми, слюдястыми, с прослоями суглинка и песка, с обломками фауны, тугопластичными, местами водонасыщенными по песчаным прослоям. Мощность верхнеюрских отложений волжского яруса составляет 0,8...4,0 м. Ниже, на большей части территории участка, залегают *верхнеюрские отложения оксфордского яруса*, представленные глинами пылеватыми, слюдястыми, с обломками фауны, полутвердыми. Мощность верхнеюрских отложений оксфордского яруса составляет 0,4...7,0 м. Под верхнеюрскими отложениями, а в местах их размыва под четвертичными отложениями, с глубины 17,5...20,9 м (абс. отм. 122,38...127,12 м) залегают *элювиальные образования на кровле верхнекаменноугольных отложений*, представленные глинами, местами мергелистыми и известковыми, с щебнем, дресвой и гравием скальных пород, полутвердыми, с прослоями тугопластичных. Мощность элювиальных отложений составляет 0,3...1,8 м. Ниже, на глубине 17,8...24,0 м (абс. отм. 122,88...126,82 м) залегают *верхнекаменноугольные отложения*, представленные известняками трещиноватыми, средней прочности, по большей части в виде щебня и дресвы с суглинистым заполнителем; влажными, местами водоносными. Общая мощность отложений превышает 35 м.

#### **Основные конструктивные решения ограждающих конструкций**

В качестве ограждающей конструкции котлована проектом предусмотрено устройство монолитной железобетонной стены в грунте совершенного типа толщиной 800 мм и глубиной 26,80...30,25 м (абс. отм. низа стены в грунте 112,70...115,25 м) с заглублением в известняк минимум на 500 мм. Отметка низа на данных участках составляет 112,70 м. Согласно проектным решениям, стена в грунте является временной конструкцией, которая воспринимает нагрузку от грунта, подземных вод и перекрытий, устраиваемых по схеме «сверху вниз» только на период разработки котлована. В период эксплуатации здания все вышеуказанные нагрузки, кроме нагрузок от грунта, воспринимаются несущими стенами и перекрытиями подземной части здания. При этом опирание на конструкции стены в грунте сверху на период эксплуатации проектируемого здания не предусматривалось, для чего между конструкциями обвязочной балки и низом перекрытия предусмотрен зазор.

Стена в грунте выполнялась из монолитного железобетона класса по прочности на сжатие не менее В30, марки по водонепроницаемости W6, марки по морозостойкости F100. По верху стены в грунте предусмотрена монолитная железобетонная обвязочная балка (абс. отм. верха обвязочной балки со стороны вестибюля метрополитена 139,80 м, 142,95 м).

Разработка котлована выполнена «московским методом» — под защитой распорных дисков перекрытий, опирающихся на стену в грунте на период

строительства нулевого цикла с помощью специально устраиваемых стале-железобетонных ферм. В настоящей работе выполнен анализ возможности устройства отверстий в стене в грунте для выполнения компенсационного нагнетания с целью предотвращения сверхнормативных деформаций вестибюля станции метро «Чкаловская» из подземной части строящегося объекта [10, 11].

Для выполнения компенсационного нагнетания предусматривается устройство отверстий в наружной стене подземной части проектируемого здания диаметром 180 мм. В соответствии с проектом, бурение отверстий предусматривается выполнять после устройства фундаментной плиты проектируемого здания враспор к ограждающей конструкции котлована.

### **Расчетное обоснование обеспечения конструктивной надежности СВГ при устройстве технологических отверстий**

На основании полученных при расчете стены в грунте изгибающих моментов был проведен дополнительный расчет прочности ограждения с учетом удаления из поперечного сечения стены некоторых арматурных стержней, которые должны быть перерезаны при алмазном бурении отверстий диаметром 180 мм в соответствующих участках ограждения. На основании предварительно выполненных расчетов установлено, что трещиностойкость конструкции стены в грунте на эксплуатационный период не обеспечивается.

В этой связи были рассмотрены типичные ошибки при формальных подходах к решению сложных, многоцелевых задач. На основании выполненного анализа установлено, что расчетные сечения по ограждению принимались в самых невыгодных протяженных участках, где расчет обоснованно можно вести в постановке «плоская задача», что значительно упрощает сам расчет. При этом по всему контуру котлована по верхней бровке грунта приложена вертикальная пригрузка интенсивностью  $q = 2 \text{ т/м}^2$ . Армирование стены в грунте принимается как в неразрезной, защемленной с одной стороны балке шириной 1 м, опертой в местах устройства распорных дисков перекрытий, шаг которых меняется по высоте. Предварительный расчет велся как для геотехнической задачи с помощью расчетной программы GeoWall. При этом первые два пролета были равны 8,0 и 6,0 м соответственно. Расчет этих балок показал, что запас конструкции по прочности является незначительным и составляет  $\sim 17\%$ , а трещиностойкость конструкции на эксплуатационный период не обеспечивается.

На основании вышеизложенного следует сделать вывод о том, что принятые решения по компенсационному нагнетанию не могут быть реализованы без разработки дополнительных мероприятий, обеспечивающих восприятие усилий, действующих со стороны грунта и подземных вод.

В связи с тем, что в настоящее время все подземные конструкции проектируемого здания выполнены в полном объеме, задача из геотехнической переходит в задачу чисто конструктивную, когда влияние грунта рассматривается как внешняя нагрузка на конструкции.

Исходя из геометрии рассматриваемого участка ограждения котлована, можно однозначно отметить, что в сечениях 1—1 и 3—3 (рис. 1) вообще не будут возникать моменты по высоте стены из-за жестких узлов пересечений ее элементов. Армирование в данных местах можно было принять как чисто конструктивное исходя из минимального процента армирования.

В сечении 2—2 могут возникнуть моменты, но они будут минимальными, так как распределительный пояс стены включит в работу соседние участки с жесткими ребрами.

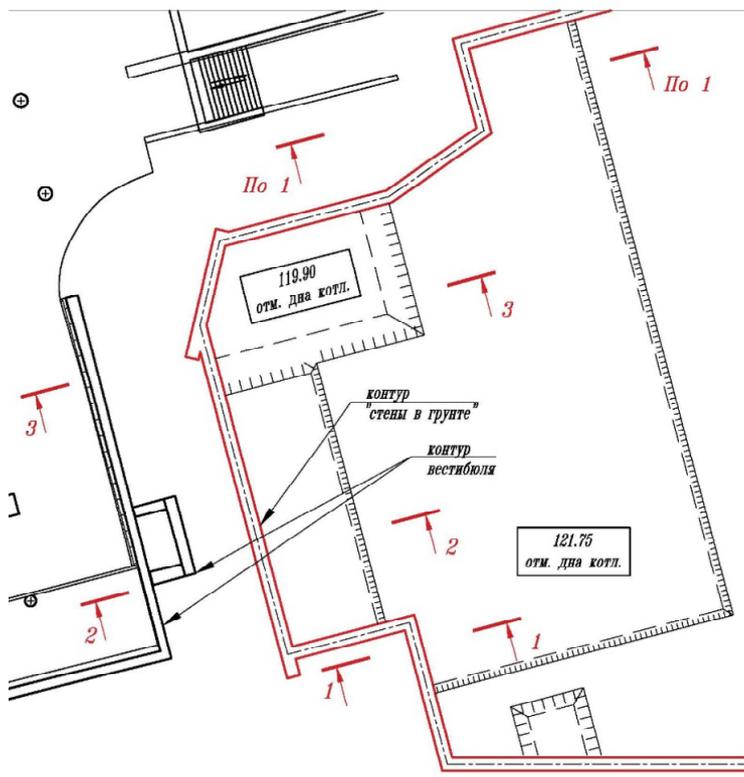


Рис. 1. Маркировка расчетных сечений

Стена в грунте выполнила свою роль на момент строительства котлована, и на настоящий момент ее следует рассматривать только с точки зрения включения в работу всех конструкций, когда стена в грунте передает усилия на междуэтажные перекрытия.

Уточняющий расчет был выполнен с учетом вышеназванных условий и того, что устройство инъекционных отверстий для работ по выполнению компенсационного нагнетания не нарушит эксплуатационную надежность конструкции стены в грунте по предельным состояниям трещиностойкости.

Прежде всего следует принять условие, что в зоне примыкания к вестибюлю метрополитена в расчете следует исключить влияние вертикальной пригрузки интенсивностью  $q = 2 \text{ т/м}^2$ . В этом месте, в силу близости расположения конструкций вестибюля, «свободная зона», где можно приложить эту нагрузку, составляет менее 4 м. Если взять некий средний угол внутреннего трения грунтов в верхней части разреза  $\varphi = 25^\circ$ , то глубина влияния пригрузки будет не более

$$h = l \cdot \text{tg}(\pi / 4 + \varphi / 2) = 600 \text{ см},$$

где  $l = 400 \text{ см}$ .

Если рассматривать усилия и возможность устройства отверстий под компенсационное нагнетание на глубинах более 15 м, фактор поверхностной пригрузки можно полностью исключить из рассмотрения.

Так, на момент завершения строительства котлована и возведения всех несущих конструкций подземной части здания следует рассматривать чисто конструкторскую задачу, которую необходимо уже рассчитывать в программных комплексах типа SCAD, а не в Plaxis2D.

На рис. 2 показан разрез по заглубленной части здания. Стена в грунте воспринимает нагрузки от грунта и передает их на каркас подвальной части здания. В этом случае расчет стены в грунте следует вести как расчет балки или плиты, размещенной на опорах перекрытий. В месте стыка стены с фундаментной плитой эта балка будет иметь жесткое защемление, далее — шарнирное опирание на торцах плит перекрытий. Для упрощения расчета и в запас прочности следует принять, что весь грунт водонасыщенный и гидростатическое давление подземных вод передается только на стену в грунте. В расчете принята средняя плотность водонасыщенного грунта  $\gamma_{\text{sat}} = 1,96 \text{ т/м}^3$ . Так как стена в грунте не деформируется, коэффициент давления в состоянии покоя принят

$$K_0 = \mu / (1 - \mu) = 0,43,$$

где  $\mu$  — коэффициент Пуассона.

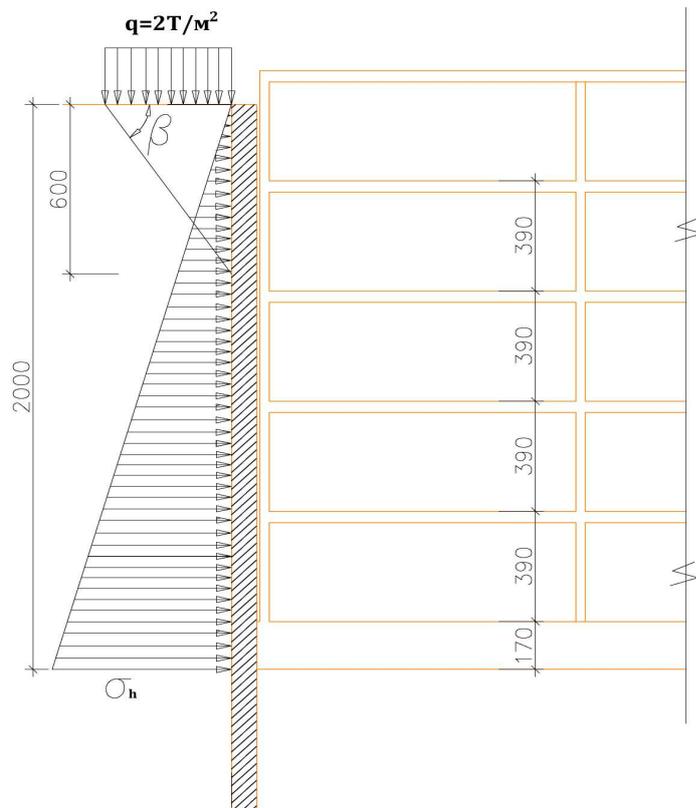


Рис. 2. Разрез по заглубленной части здания

С учетом принятых условий максимальное горизонтальное давление на стену в грунте будет равно

$$\sigma_h = 0,43 \cdot 20 \cdot 1,96 = 16,87 \text{ т/м}^2.$$

Как и в предварительных расчетах, выделим расчетную полосу шириной в 100 см. При этом следует ограничиться рассмотрением всего четырех пролетов рассматриваемой балки, так как выполняется определение усилия только в двух нижних этажах. На рис. 3 приведены результаты расчетов усилий перерезывающих сил  $Q$ , т, моментов  $M$ , т · м, углов поворота, рад, и прогибов, мм.

Максимальное значение момента на нижнем подвальном этаже со стороны подвала  $M = 9,98 \text{ т} \cdot \text{м}$ , со стороны грунта  $M = 27,03 \text{ т} \cdot \text{м}$ .

Максимальный прогиб в срединной части нижнего этажа  $\delta = 0,07 \text{ мм}$ .

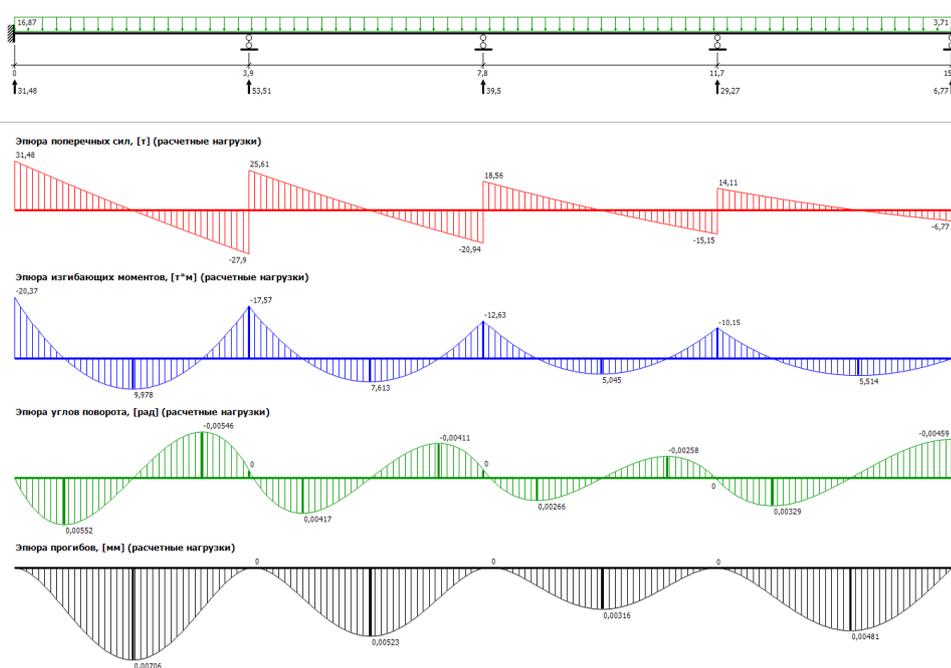


Рис. 3. Эпюры вычисленных усилий поперечных сил  $Q$ , т, моментов  $M$ , т · м, углов поворота, рад, прогибов, мм

Следовательно, максимальный момент со стороны котлована практически в пять раз меньше момента  $M_{\max} = 47 \text{ т} \cdot \text{м}$  (наименьшего), полученного в при предварительных расчетах. Максимальный прогиб  $\delta = 0,07 \text{ мм}$  показывает, что стена практически не деформируется.

На рис. 4 представлено армирование стены в грунте по выполненным расчетам.

Фактически для рассматриваемой конструкции продольная арматура — это уже не отдельные распределенные вертикальные стержни. В данном случае необходимо рассматривать этот элемент не как балку, а как плиту, армированную сеткой с продольной арматурой  $\varnothing 25 \dots 36$ , и поперечной арматурой  $\varnothing 16$ . При устройстве инъекционных отверстий в такой плите сетка вокруг

отверстия выполняет функцию бандажа, перераспределяя усилия между продольной и поперечной арматурой. Именно поэтому в обычных монолитных железобетонных плитах междуэтажных перекрытий, армированных сеткой, можно без дополнительных расчетов вырезать отверстия под стояки (канализация, водопровод и пр.).

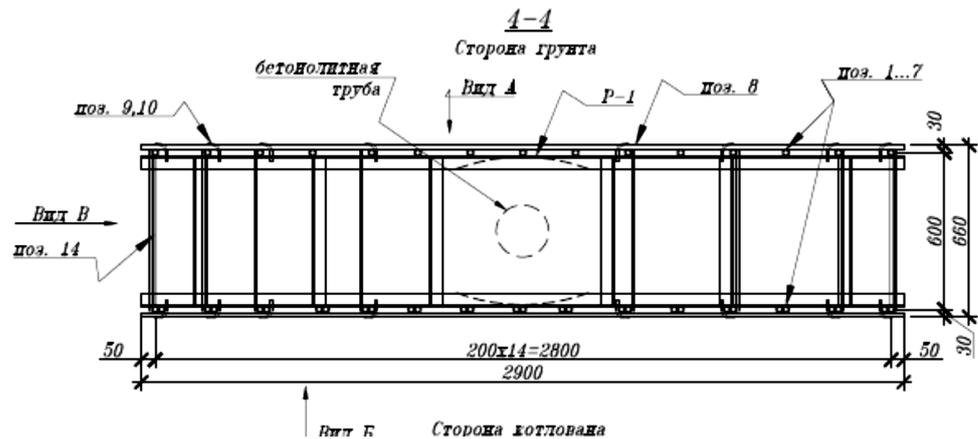


Рис. 4. Арматурный каркас панно стены в грунте

### Выводы

При решении комплексных геотехнических задачах необходимо представлять работу конструктивных элементов сооружения в процессе выполнения этапов производства, когда задача, изначально чисто геотехническая, по мере заполнения пространственного каркаса переходит в чисто конструкторскую, когда элементы этого сооружения уже следует рассчитывать как обычные элементы каркаса здания.

В зоне работ по компенсационному нагнетанию изгибающие моменты в элементах стены в грунте существенно меньше, чем в протяженных зонах, для которых и был выполнен предварительный расчет в программе Plaxis2D.

Исходя из геометрии рассматриваемого участка ограждения котлована, следует сделать вывод, что в расчетных сечениях вообще не будут возникать моменты по высоте стены из-за жестких узлов пересечений. Армирование в данных местах можно было принять как конструктивное исходя из минимального процента армирования. Анализ результатов уточненного расчета, выполненного с учетом реальной передачи усилий от стены на каркас здания, показывает, что действующие моменты практически в пять раз меньше моментов, определенных в результате предварительного расчета. Устройство отверстий для проведения работ по компенсационному нагнетанию не снизит эксплуатационную надежность стены в грунте, и выполнение дополнительных мероприятий по ее усилению не требуется.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рашендорфер Ю., Жуков В. Н., Майер К. Компенсационное нагнетание как способ обеспечения устойчивости зданий и сооружений при проходке тоннелей: специальные способы работ // Метро и тоннели. 2008. № 4. С. 26—28.
2. Смирнова Г. О., Голубев В. Г. Компенсационное нагнетание при проходке Лефортовского тоннеля под Алексеевским училищем // Специальные способы работ и материалы,

используемые при сооружении городских транспортных тоннелей : сб. науч. тр. / Под ред. Г. О. Смирновой. М. : ЦНИИС, 2003. Вып. 218. С. 120—130.

3. *Маковский Л. В., Кравченко В. В.* Применение компенсационного нагнетания при строительстве подземных сооружений в сложных градостроительных условиях // Транспортное тоннелестроение. Современный опыт и перспективные разработки : сб. науч. тр. / Под ред. В. Е. Меркина. М. : ЦНИИС, 2008. С. 112—120.

4. *Зерцалов М. Г., Симутин А. Н., Александров А. В.* Технология компенсационного нагнетания для защиты зданий и сооружений // Вестн. МГСУ. 2015. № 6. С. 32—40.

5. *Харченко А. И., Харченко И. Я., Панченко А. И., Газданов Д. В.* Технология выравнивания здания Загорской ГАЭС-2 методом компенсационного нагнетания // Вестн. МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 4(115). С. 490—498.

6. *Chambosse G., Otterbein R.* State of the art of compensation grouting in Germany // Proceeding XV International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. Turkey, Istanbul, 2001. Pp. 1511—1514.

7. *Mair Freng R., Harris D.* Innovative engineering to control Big Ben's tilt // Ingenia. 2001. No. 9. Pp. 23—27.

8. *Burland J. B., Standing J. R., Jardine F. M.* Building response to tunneling. Case studies from construction of the jubilee line extension. London, 2001. Pp. 134—145.

9. *Pleithner M., Bernatzik W.* A new method of compensating settlement of buildings by injections of cement grout, 1953.

10. *Bezuijen A., Van Tol F.* Compensation grouting in sand, fractures and compaction // Proceedings of the 14<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Rotterdam, 2007. Pp. 1257—1262.

11. *Knitsch H.* Visualization of relevant data for compensation grouting // Tunnel. 2008. No. 3. Pp. 38—45.

© Харин Ю. И., Харченко И. Я., Пискунов А. А., Махова С. И., 2023

Поступила в редакцию  
в декабре 2022 г.

Ссылка для цитирования:

*Харин Ю. И., Харченко И. Я., Пискунов А. А., Махова С. И.* Обеспечение эксплуатационной надежности стены в грунте при выполнении буроинъекционных работ по технологии компенсационного нагнетания // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2023. Вып. 1(90). С. 63—72.

Об авторах:

**Харин Юрий Иванович** — канд. техн. наук, доц., доц. каф. механики грунтов и геотехники, Московский государственный строительный университет (МГСУ). Российская Федерация, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, 26; 9651388552@mail.ru

**Харченко Игорь Яковлевич** — д-р техн. наук., проф., ООО «Научно-исследовательский центр подземных сооружений». Российская Федерация, 123112, г. Москва, Пресненская наб., 12, МФК «Башня Федерация», 59-й этаж; iharcenko@mail.ru

**Пискунов Александр Алексеевич** — д-р техн. наук, проф., зав. каф. мостов и тоннелей, Российский университет транспорта. Российская Федерация, 127994, ГСП-4, г. Москва, ул. Образцова, 9, стр. 9

**Махова Светлана Ивановна** — канд. геол.-минерал. наук, доц., зав. каф. гидротехнических и земляных сооружений, Волгоградский государственный технический университет (ВолгГТУ). Российская Федерация, 400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1; info@vgasu.ru

**Yurii I. Kharin<sup>a</sup>, Igor Ya. Kharchenko<sup>b</sup>, Aleksandr A. Piskunov<sup>c</sup>, Svetlana I. Makhova<sup>d</sup>**

<sup>a</sup> *Moscow State University of Civil Engineering*

<sup>b</sup> *LLC "Research and Development Center for Underground Structures"*

<sup>c</sup> *Russian University of Transport*

<sup>d</sup> *Volgograd State Technical University*

## **ENSURING THE OPERATIONAL RELIABILITY OF THE WALL IN THE GROUND WHEN PERFORMING DRILLING AND INJECTION WORKS ACCORDING TO THE TECHNOLOGY OF COMPENSATORY INJECTION**

When solving complex geotechnical tasks, a flexible approach to the work of structural elements of a structure is necessary, when in the process of performing work stages, the task, initially purely geotechnical, turns into a purely design one as construction progresses. Thanks to this approach, it was possible to carry out work on compensatory injection under the metro station "Chkalovskaya" through the holes of the erected wall in the ground without carrying out expensive work to strengthen it.

**Key words:** engineering-geological and hydrogeological conditions, wall in the ground, calculations based on limit states, compensatory injection method, horizontal drilling.

### *For citation:*

Kharin Yu. I., Kharchenko I. Ya., Piskunov A. A., Makhova S. I. [Ensuring the operational reliability of the wall in the ground when performing drilling and injection works according to the technology of compensatory injection]. *Vestnik Volgogradskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura* [Bulletin of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Civil Engineering and Architecture], 2023, iss. 1, pp. 63—72.

### *About authors:*

**Yurii I. Kharin** — Candidate of Engineering Sciences, Docent, Moscow State University of Civil Engineering (MGSU); 26, Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; 9651388552@mail.ru

**Igor Ya. Kharchenko** — Doctor of Engineering Sciences, Professor, LLC "Research and Development Center for Underground Structures". Federation Tower, 12, Presnenskaya Emb., Moscow, 123112, Russian Federation; iharcenko@mail.ru

**Aleksandr A. Piskunov** — Doctor of Engineering Sciences, Professor, Russian University of Transport. 9, Obraztsova st., Moscow, 127994, Russian Federation

**Svetlana I. Makhova** — Candidate of Geological and Mineralogical Sciences, Docent, Volgograd State Technical University (VSTU). 1, Akademicheskaya st., Volgograd, 400074, Russian Federation; info@vgasu.ru