

«МАРИИНСКИЙ ТЕАТР-II» – КРУПНЕЙШИЙ ПРОЕКТ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

Г. МОРРИСО – технический руководитель проекта, «Архитектурное бюро Доминика Перро», Париж.

В. М. УЛИЦКИЙ – д-р. техн. наук, профессор, лауреат государственной премии, научный руководитель геотехнической части проекта, «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

В. А. ИЛЬЧЕВ – д-р. техн. наук, профессор, академик МИА и РААСН, президент РОМГТиФ, научный консультант.

А. Г. ШАШКИН – канд. техн. наук, член РОМГТиФ, генеральный директор «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», руководитель разделов проекта «конструкции, фундаменты», Санкт-Петербург.

Л. Я. ГЛАДШТЕЙН – начальник отдела комплексного проектирования № 4 «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

М. И. БОГДАНОВ – главный инженер проекта, «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

М. И. НЕЙЗБЕРГ – главный конструктор проекта, «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

К. Г. ШАШКИН – канд. техн. наук, член РОМГТиФ, руководитель сложных геотехнических расчетов, «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

В. Н. ПАРАМОНОВ – д-р. техн. наук, профессор, технический директор «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

Г. Ф. ЛЕВИН – главный конструктор, «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

В. А. ВАСЕНИН – канд. техн. наук, главный специалист расчетно-теоретического отдела «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.

Проводится информация о конструктивном и геотехническом решении проектируемого нового здания («второй сцены») Мариинского театра в Санкт-Петербурге. Здание проектируется победителем международного конкурса французским архитектором Домиником Перро (Париж) и возглавляемым им интернациональным коллективом специалистов по различным разделам проекта. Рассмотрены особенности решения основных несущих конструкций здания, приведено обоснование выбора типа фундаментов и методов ведения геотехнических работ.

1. КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ЗДАНИЯ

Вторая сцена Государственного академического Мариинского театра в Санкт-Петербурге задумана известным французским архитектором Домиником Перро как рационально функционирующий комплекс разновысоких объемов зрительного зала, сцены,

арьерсцены, репетиционных залов, служебных и технических помещений, перекрытый «иррациональной» (и поэтому поэтичной) оболочкой полупрозрачного «золотого кокона» (рис. 1).

Под всем зданием предусматривается устройство трехэтажного подземного объема с отметкой пола нижнего этажа –10,2 м БС. Отметка покрытия самого верхнего этажа +42,6 м. Размеры здания в плане 154×77 м (неправильная трапеция).

© Г. Моррисо, В. М. Улицкий, В. А. Ильичев, А. Г. Шашкин, Л. Я. Гладштейн, М. И. Богданов, М. И. Нейзберг, К. Г. Шашкин, В. Н. Парамонов, Г. Ф. Левин, В. А. Васенин, 2005



Рис. 1. Общий вид первой и второй сцен Мариинского театра по проекту Д. Перро

На этапе предпроектных проработок перед «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» была поставлена задача до конца 2004 г. «наполнить конструктивным содержанием» (или, если угодно, «одеть в конструкции») архитектурно-планировочное решение, предложенное архитектурным бюро Д. Перро (за исключением «золотого кокона», проектирование которого было поручено немецким конструкторам). Задача была отнюдь не тривиальной. Необходимость функционирования современной театральной технологии и сценографии предопределила возникновение пространственных объемов основной сцены, боковых «карманов», предназначенных для монтажа декораций, аръерсцены, репетиционных залов размерами в плане до 24×24 м, взаимосвязанных обширными проемами, через которые можно пронести собранную декорацию с габаритами до 16 м по ширине и 12 м по высоте. Очевидным следствием этой необходимости стало вынужденное изящество опорных конструкций, несущих значительные нагрузки от колосников, перекрытий, покрытия и «золотого кокона».

Свою специфику в конструктивное решение вносит и функциональная связь между новым и историческим зданиями театра в виде моста, по которому предполагается не только движение артистов и персонала, но и перемещение блоков декораций габаритами в сечении 4×4 м и длиной 12...14 м.

Чрезвычайная сложность функционирования такого организма, как театр, исключала возможность принятия простых конструктивных решений. Именно поэтому работа конструкторов была весьма увлекательной. Как быть, если кругом одни проемы, если любая дополнительная стена или колонна оказываются помехой театральной технологии?

В здании не так уж много стен и опор, нагрузка от которых непосредственно по одной вертикали доходит до фундаментов. Некоторые объемы помещений (вместе со стенами, перекрытиями) приходилось подвешивать к перекрытиям верхних этажей.

Процесс проектирования весьма осложняла необходимость поиска изящных конструктивных решений, поскольку здание с весьма насыщенным содержанием требовалось вписать в прокрустово ложе квартала городской застройки и соблюсти при этом жесткий высотный регламент: не выше 50 м!

Такая постановка вопроса обусловила необходимость применения самых современных методов расчета уже на этапе предпроектных проработок, когда обычно вполне достаточно определить габариты конструкций «по опыту» (рис. 2).

Без численных расчетов в пространственной постановке нереально корректно рассчитать работу большепролетной пространственной железобетонной конструкции, на которую (в пролете!) опирается стена вышестоящего

этажа, а на его перекрытие, в свою очередь, опирается (тоже в пролете!) стена следующего этажа (рис. 3).

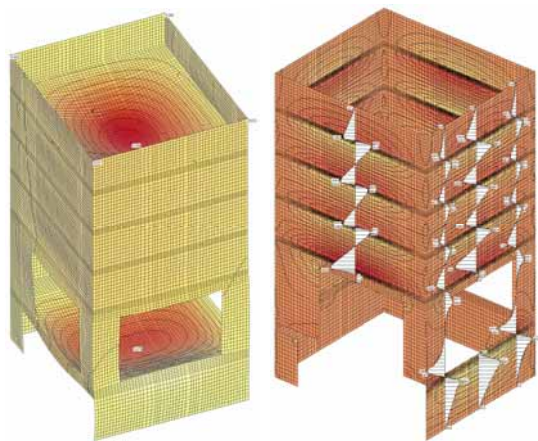


Рис. 2. Изолинии вертикальных перемещений (м) и изгибающих моментов (кНм/пог. м) в вертикальном направлении в несущих стенах сценической коробки

Для борьбы с тоекратно накладывающимися прогибами верхнего перекрытия потребовалось принципиально изменить конструктивное решение, не затрагивая при этом архитектурную компоновку помещений.

Таких пространственных головоломок в проекте было великое множество. Одна из самых сложных – коробка зрительного зала, стены которой наклонены внутрь, чтобы максимально приблизить консоли ярусов к сцене (рис. 4).

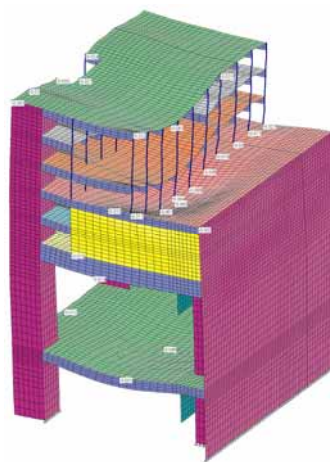


Рис. 3. Деформированная схема зоны справа от сцены. Подписаны величины вертикальных перемещений (м)

Переменный угол наклона стены (от минимального у сцены до максимального по центру зала), наклонные консоли ярусов, рампа наружных лестниц и пандусов, опирающихся на ту же стену, – вот некоторые исходные составляющие для того, чтобы конструктор провел не одну бессонную ночь...

В сухом тексте пояснительной записки нет и следа этой драмы. Здесь – уже все загадки разрешены. Она сообщает, что практически все несущие конструкции здания (внутренние стены, колонны, балки, плиты перекрытий) предусматриваются из монолитного железобетона, исключение составляют

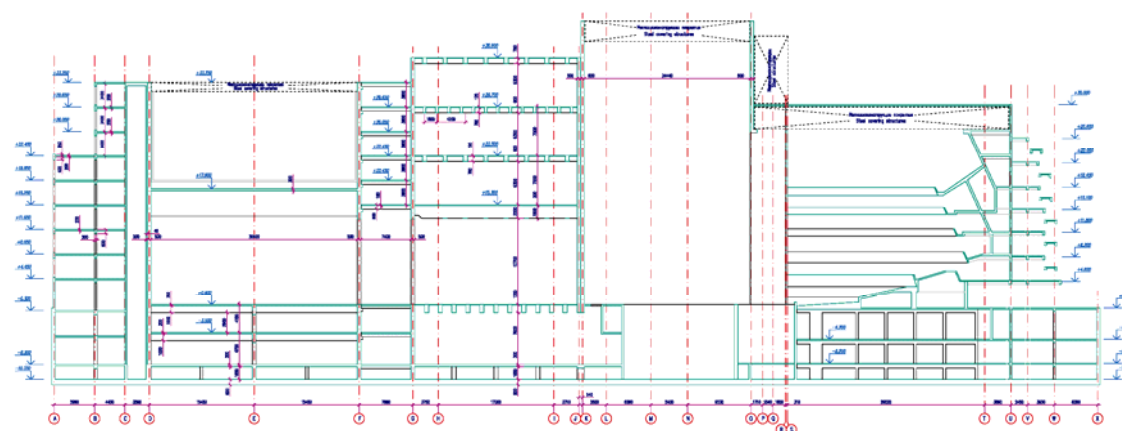


Рис. 4. Продольный разрез здания второй сцены Мариинского театра

несущие конструкции большепролетных покрытий над помещениями последних этажей здания, которые предусматриваются в виде стальных балочных клеток и ферм.

Весь надземный объем здания разделен деформационными и звукоизоляционными (акустическими) швами на 10 независимых деформационно-акустических блоков (рис. 5).

Исключение составляет нижний этаж (ниже относительной отметки – 8,0) о котором следует сказать особо. Поскольку в нем не предполагалось функционирование каких-либо театральных технологий и габариты помещений не были строго лимитированы, мы предложили превратить пространство этого этажа в жесткую коробчатую конструкцию с поперечными и продольными балками-стенками. Такой конструктивный прием позволил решить сразу несколько задач: 1) создать единую жесткую коробчатую платформу под всем зданием, позволяющую более равномерно распределить нагрузки на свайное основание; 2) исключить проблему продавливания сваями свайного ростверка благодаря размещению свай под балками-стенками; 3) благодаря коробчатой конструкции стал возможен весьма рациональный вариант устройства подземного объема здания (подробнее об этом будет сказано ниже).

Выше отметки – 8,0 несущие конструкции предусматриваются в виде системы монолитных железобетонных стен, пилонов, колонн, балок, плоских и ребристых плит перекрытий. Большепролетные перекрытия, опирающиеся по четырем сторонам, предусматриваются с перекрестными балками в обоих направлениях либо с балками в одном, меньшем по длине, направлении.

Общая устойчивость каждого деформационно-акустического блока каркаса здания и восприятие горизонтальных нагрузок от конструкций «золотого кокона» обеспечивается монолитными железобетонными ядрами жесткости – системой внутренних стен здания и стен лестничных клеток.

Балконы зрительного зала и наружные балконы, расположенные вокруг зрительного зала под «золотым коконом» предусматриваются в виде монолитных железобетонных ребристых плит, опирающихся на две линии монолитных железобетонных стен по периметру зрительного зала и на отдельные монолитные железобетонные колонны.

Стены лестничных клеток в зависимости от конструкции деформационно-акустических блоков каркаса здания предусматриваются либо в виде монолитных железобетонных шахт (как правило), либо в виде кирпичных стен, опирающихся на перекрытия.

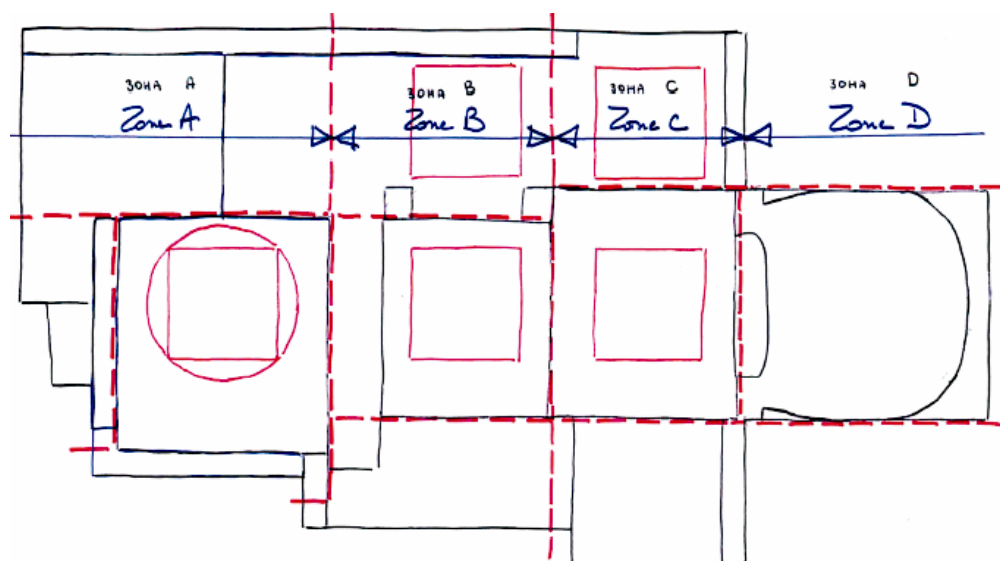


Рис. 5. Схема деления здания на температурно-акустические блоки

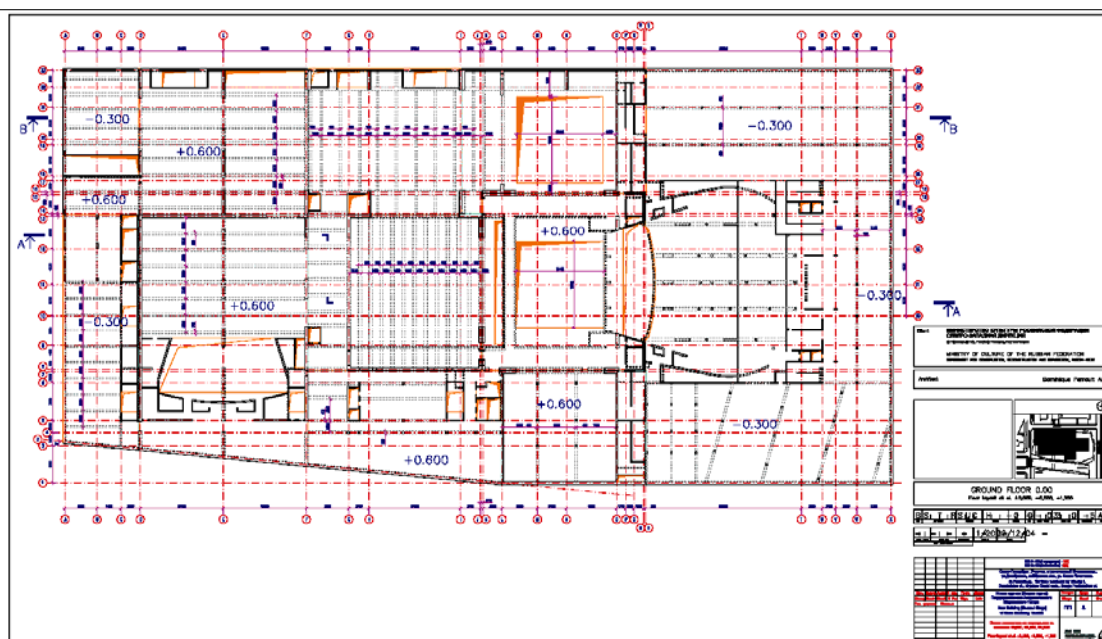


Рис. 6. План перекрытия первого этажа с расположением несущих балок

Результат огромной работы, в ходе которой было выполнено более сотни одних только пространственных расчетов, запечатлен в габаритах строительных конструкций на выверенных конструкторами архитектурных чертежах стадии «предпроектные проработки» (рис. 6). Главный вывод: архитектура Доминика Перро, бесспорно, может быть воплощена в конструкциях.

Детальное конструирование еще предстоит на последующих стадиях проектирования, но, главное, – авторская концепция конструктивного решения – уже создана.

2. МЕТОДОЛОГИЯ РАСЧЕТА

В современном проектировании сложилось разделение труда между специалистами в области проектирования надземных конструкций и геотехниками, занимающимися расчетом и конструированием фундаментов и заглубленных объемов здания. Обычная схема взаимодействия проектировщика надземных конструкций и геотехника такова: первый выполняет расчеты здания на неподатливом основании (в лучшем случае, моделируемом коэффициентами постели) и передает результаты второму в виде нагрузок на основание. Гео-

техник же прикладывает эти нагрузки как гибкие на основание, работу которого моделирует с помощью известных моделей механики грунтов. Спрашивается: какое у нас здание – гибкое (как думает геотехник) или конечной жесткости (как считает надземщик)? Какое у нас основание – жесткое (как полагает надземщик) или податливое (как вполне обоснованно представляется геотехнику)? Выход из этого противоречия – в учете совместной работы здания, его фундаментов и основания. Такое требование давно уже прописано в СНиПе и конкретизировано в петербургских геотехнических нормах (при непосредственном участии ряда авторов настоящей статьи). Выполнению этого вполне очевидного требования норм до последнего времени препятствовало отсутствие соответствующих расчетных методов. Применение упрощенных методов расчета (упругое полупространство, учет коэффициентов постели) весьма ограничено: они не отражают сложного грунтового напластования, не годятся для расчета свайных и плитно-свайных фундаментов, а также при переменной глубине подземных объемов и т. д. Плоская постановка совместных задач уместна лишь для тривиальных протяженных зданий.

Для решения пространственных задач совместного расчета требуется построение конечноэлементных сеток размерностью в миллионы степеней свободы (для сравнения: достаточно подробные сетки «коробки» здания имеют на порядок меньшую размерность). Такие задачи до последнего времени были по силам только суперкомпьютерам, используемым большей частью в военной области.

Появление программы FEM models, разработанной «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», привело к революционным изменениям в рассматриваемой области. Программа позволяет решать трехмерные задачи совместного деформирования зданий и их оснований размерностью в несколько миллионов степеней свободы в приемлемое время (часы) на обычном персональном компьютере, и в этом отношении она не имеет ни отечественных, ни европейских аналогов. Использование программы FEM models при проектировании второй сцены Мариинского театра оказалось весьма эффективным для поиска оптимального конструктивного решения здания, его фундаментов и технологии возведения подземной части.

Для описания работы свайных фундаментов на данном этапе проектирования здания применялась простейшая упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона–Мора. Выбор этой модели обуславливался тем, что ее параметры могут быть взяты из имеющихся материалов стандартных инженерно-геологических изысканий. В такой постановке численные расчеты хорошо согласуются с традиционными инженерными методами расчета осадок и позволяют с достаточной точностью описать деформирование конструкций здания. На последующих этапах проектирования планируется применить разработанные нами более тонкие модели механики грунтов, позволяющие полнее отразить особенности поведения грунтов, которые предстоит выявить в ходе детальных инженерно-геологических изысканий.

В то же время при моделировании работы ограждающих конструкций котлована простейшая упругопластическая модель оказывается не вполне адекватной. Основным ее недостатком является чрезмерное

поднятие дна котлованов (связанное с неучетом модуля разгрузки), которое может привести к значительному искажению величин деформаций и усилий в конструкциях ограждения котлованов. Поэтому для моделирования работы ограждающих конструкций котлована целесообразно применять более сложные модели, учитывающие нелинейную работу грунта при компрессии и объемном сжатии. К таким моделям относятся так называемые шатровые модели, представляющие собой различные модификации классической модели Cam Clay.

Для описания работы слабых глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга, в рамках программы FEM models нами была разработана специальная модификация шатровой модели, учитывающая нелинейный характер деформации сдвига на всех траекториях нагружения, в результате чего расчетные величины деформаций увеличиваются и становятся ближе к результатам лабораторных и полевых наблюдений, чем при расчете по классической модели Cam Clay*.

Для оценки корректности расчетов сравнивались результаты, полученные при использовании упругопластических моделей, с результатами аналитических решений. Аналитические решения для задач расчета ограждающих конструкций котлованов основаны на теории предельного равновесия. Такие решения позволяют адекватно оценить устойчивость свободной стенки. При наличии значительного количества распорок в аналитическом расчете следует учесть возможность неполной реализации активного и пассивного давлений. Для этого необходимо так или иначе задать нелинейную функцию зависимости давления от перемещения стенки. Самым простым способом задания этой функции является введение некоторого коэффициента постели, связывающего величины давления и перемещения стенки до достижения активного (при перемещении в сторону давления) либо пассивного давления (при перемещении в противоположную сторону). Такой полуаналитический метод расчета ограждающих конструкций также реализован в рамках программы FEM models.

* Этому вопросу посвящена статья в настоящем журнале.

Достоинством подобного метода расчета является его простота и ясность получаемых величин давлений и усилий. Однако коэффициент постели, во многом определяющий при таком методе расчета величины деформаций и усилий в конструкциях, является весьма условной величиной, практически не поддающейся корректному теоретическому определению.

При назначении коэффициента постели по результатам решения задачи теории упругости как отношения величины давления на стенку к величине перемещения получаемая функция изменения коэффициента постели по глубине даже в однородной среде как правило имеет весьма сложный характер. Во многих случаях определенный таким образом коэффициент постели имеет отрицательную величину. Поэтому величины коэффициента постели необходимо подбирать эмпирическим путем по результатам наблюдений за деформациями ограждающих конструкций. При отсутствии таких данных имеет смысл решать несколько задач с различными коэффициентами постели для определения возможного изменения искомых величин перемещений и усилий.

Проведенные нами исследования показывают, что результаты, получаемые при решении упругопластической задачи без учета трения грунта и подпорной стенки, достаточно хорошо совпадают с полученными полуаналитическим путем. При учете трения по поверхности стенки величины перемещений и моментов уменьшаются, поскольку в данном случае векторы главных напряжений перестают совпадать с направлением горизонтальных и вертикальных напряжений, а величина давления отклоняется от теоретического значения. В то же время учет трения по поверхности стенки представляется вполне логичным, поскольку, как показывают исследования, коэффициент трения глинистого грунта о бетон и даже о металл, как правило, превышает сопротивление сдвигу «грунта по грунту».

В целом сравнение результатов полуаналитических и численных методов расчета ограждающих конструкций показывает, что различия между ними связаны с более точным учетом в упругопластических моделях распределения напряжений, а также учетом

сдвиговых напряжений и трения по поверхности ограждающей конструкции. Эти различия легко объяснимы и имеют характер уточнения расчета по сравнению с аналитическими и полуаналитическими методами.

3. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПЛОЩАДКИ

Анализ инженерно-геологических условий территории, прилегающей к Мариинскому театру, был выполнен нами по заказу Госстроя России в 2001 г. на основании имеющихся архивных данных. Были рассмотрены геологические колонки примерно 30 скважин. Отметки дневной поверхности варьируют от +2,3 до +2,5, что соответствует наиболее низким отметкам Литориновой террасы. Территория находится в дельте реки Невы и непосредственно примыкает к Крюкову каналу. В геоморфологическом отношении она принадлежит к Приневской низменности.

Под насыпными грунтами она образована послеледниковыми (m, l_{IV}), позднеледниковыми (lg_{IIIb}) и ледниковыми отложениями (g_{IIIz}). На глубинах 23...26 м вскрыты коренные породы – верхнепротерозойские (котлинские глины).

Насыпной слой, мощность которого колеблется от 1,0 до 3,0 м, состоит из песков различной крупности и супесей с включением кирпичного щебня, гравия, гальки, обломков древесины, примесей органических веществ.

Морские и озерные отложения представлены в основном песками пылеватыми и мелкозернистыми, средней плотности, водонасыщенными. Внизу песчаной толщи вскрыты линзообразно залегающие пески средней крупности. Подошва послеледниковых отложений находится на глубине 5...6 м с абсолютными отметками -2,6...-3,3 м БС.

Подстилающие их озерно-ледниковые отложения представлены в основном суглинками тяжелыми пылеватыми ленточными и слоистыми мягко- и текучепластичной консистенции. Их мощность – 6...10 м, отметки подошвы составляют -10,8...-12,6 м БС. Озерно-морские и озерно-ледниковые пылеватоглинистые грунты текуче- и мягкопластичной консистенции характеризуются тиксотропными свойствами.

Ледниковые отложения представлены, в основном, легкими суглинками и супесями с гравием и галькой, имеющими мягко-, тугопластичную и полутвердую (реже твердую) консистенцию. Мощность моренных отложений составляет 10,8...13,2 м, абсолютные отметки подошвы –21,3...–24 м БС. При этом мягкопластичная консистенция характерна для кровли морены.

Протерозойские глины – слоистые, в верхней части дислоцированы, имеют консистенцию от тугопластичной до полутвердой.

В целом инженерно-геологические условия площадки характеризуются третьей, наивысшей категорией сложности. Трехмерная картина грунтового напластования представлена на рис. 7, а свойства грунтов – в табл. 1.

Грунтовые воды на рассматриваемой территории приурочены к толще насыпных грунтов, морских, озерных песков и пылеватым прослоям озерно-ледниковых суглинков.

По архивным материалам, уровень подземных вод отмечался на абсолютных отметках +1,3...+0,7 м. По данным многолетних наблюдений СЗГГП «Севзапгеология», максимального положения уровня подземных вод

следует ожидать на глубине 0,8 м (около +2,0 м БС), а многолетнего среднегодового уровня – на глубине 1,8 м, что примерно соответствует архивным данным. На положение уровня подземных вод активно влияет колебание уровня в реке и каналах. Согласно имеющейся информации, подтопление прослеживается при наводнениях на расстоянии 200...500 м от водотока.

4. ВЫБОР ВАРИАНТА ФУНДАМЕНТОВ

Проектируемое здание находится на территории исторического центра С.-Петербурга, где предъявляются особые требования, в том числе по минимизации влияния на существующую застройку (см. ТСН 50-302-04 «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге»). С учетом этого обстоятельства, а также неблагоприятных грунтовых условий (наличие мощной толщи слабых глинистых отложений), возведение здания на этой территории следует отнести к третьей, наивысшей категории сложности по международной классификации (EUROCODE-7 Geotechnics) и по классификации ТСН 50-302-04.

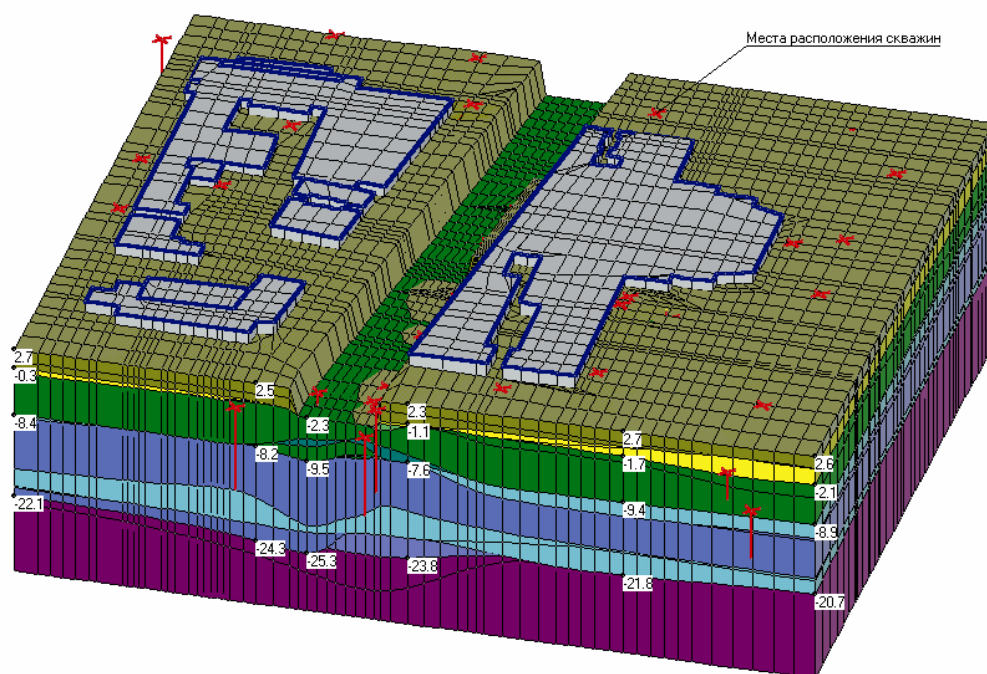


Рис. 7. Пространственная картина грунтового напластования в районе строительства второй сцены Мариинского театра

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов

№	Наименования грунтов	Геол. индекс	γ , кН/м ³	ϕ , град	C , кПа	e	w	I_L / C_B	E , МПа
1	Насыпной грунт	tg _{IV}							
2	Песок пылеватый	ml _{IV} , lg _{III}	19,4	25	2,0	0,75	–	–	10,0
3	Песок мелкий	ml _{IV}	19,4	28	1,0	0,75	–	–	17,0
4	Суглинок мягкопластичный (скрытотекучий)	lg _{III}	18,3	11	9,0	0,99	0,28	1,34/0,59	6,0
5	Глина текучепластичная ленточная	lg _{III}	18,5	11	11,0	1,06	0,39	1,0	6,0
6	Глина ленточная, мягкопластичная	lg _{III}	18,2	11	13,0	1,0	0,38	0,93/0,45	7,0
7	Супесь с галькой и валунами тугопластичная	g _{III}	22,3	20	19,0	0,36	0,24	0,26/0,33	11,0
8	То же	g _{III}	21,0	26	23,0	0,52	0,18	0,2/0,1	13,0
9	Супесь с галькой и валунами полутвердая	g _{III}	22,3	31	29	0,35	0,12	–0,14/–0,15	13,0
10	Суглинок с гравием и галькой мягкопластичный	g _{III}	20,5	20	18	0,62	0,22	0,62/0,38	10,0
11	Суглинок с гравием и галькой тугопластичный	g _{III}	20,0	23	26	0,60	0,22	0,38/0,11	12,0
12	Суглинок с гравием и галькой полутвердый	g _{III}	20,6	24	26	0,60	0,21	0,11/0,06	15,0
13	Глина дислоцированная тугопластичная	PR ₃	20,8	15	90	0,57	0,20	–0,30/–0,14	32,0

Необходимым требованием при проектировании и строительстве объектов этой категории сложности является осуществление геотехнического сопровождения. На стадии проектирования требуется расчетное геотехническое обоснование не только конструкции, но и щадящей технологии устройства фундаментов; на стадии производства работ – постоянный контроль за соблюдением принятого технологического регламента, параметрами колебаний грунта и охраняемых конструкций, а также геодезический контроль за осадками соседних зданий.

Выбор конструктивного решения фундаментов и технологии его реализации определяется как осадкой возводимых конструкций, так и дополнительными осадками сооружений, находящихся в зоне влияния нового строительства. Эти осадки представляют собой сумму следующих компонентов:

$$S_{ad} = S_{ad}^{load} + S_{ad}^w + S_{ad}^{slope} + S_{ad}^{tech},$$

где S_{ad}^{load} – слагаемое, обусловленное нагружением основания весом новых конструкций; S_{ad}^w – слагаемое, связанное с уплотнением и механической суффозией (выносом мелких фракций) пылеватых песков при водопонижении; S_{ad}^{slope} – слагаемое, связанное с подвижками ограждения котлована и, соответственно, грунта за его пределами; S_{ad}^{tech} – слагаемое, связанное с влиянием производства работ по выбранной технологии.

Слагаемые S_{ad}^{load} и S_{ad}^{tech} могут быть минимизированы правильным выбором варианта фундаментов и технологии их устройства, а слагаемые S_{ad}^w и S_{ad}^{slope} могут быть практически исключены выбором соответствующих конструктивных решений и технологий.

Возведение здания на естественном основании

В первой серии расчетов выполнена оценка осадок проектируемого здания на естественном основании. В качестве модели грунта была принята идеально упругопластическая модель, предполагающая упругую работу грунта в пределах поверхности, описываемой критерием Мора-Кулона, и равнообъемное течение грунта при достижении этой поверхности. Выбор модели обусловлен наличием соответствующих параметров в отчетах об инженерно-геологических изысканиях. Напластование грунтов в расчетной схеме принято на основании данных инженерно-геологических изысканий.

При оценке варианта фундамента на естественном основании крайне важным является вопрос о возможности учета веса вынуженного грунта в объеме подвала, т. е. о возможности устройства так называемого плавающего фундамента. На глубине подошвы фундаментной плиты (11...12 м от дневной поверхности) давление вышележащего грунта практически равно предполагаемому среднему давлению от здания. В идеальном случае при «мгновенном» возведении здания дополнительное давление от здания на грунты основания будет минимальным, что должно привести к незначительным осадкам. Однако при сравнительно длительном (в течение нескольких месяцев) отсутствии нагрузки в грунтах основания будут происходить процессы релаксации напряжений, в результате чего при повторном нагружении грунты будут работать с обычным модулем деформации. Кроме того, при вскрытии котлована будет происходить расструктурирование слабых глинистых грунтов, находящихся ниже подошвы фундамента, что может привести к ухудшению их механических свойств и увеличению осадок. В связи с этим в отечественных нормах вполне обоснованно не допускается учет веса вынуженного грунта в объеме подвальной части при ее ширине более 10 м. Кроме того, концепция «плавающего» фундамента предполагает существенное увеличение жесткости наземной части здания и «центровку» нагрузок на основание, что в рамках предложенного архитектурно-планировочного решения представляется весьма затруднительным.

Таким образом, при расчете осадок необходимо прикладывать полную нагрузку от здания без учета разгрузки грунта при разработке котлована. По данным инженерно-геологических изысканий, на уровне дна котлована находятся различные по механическим свойствам грунты. На разрезах (рис. 8) видно выклинивание слоя мягкопластичных суглинков, имеющих крайне низкие прочностные и деформативные свойства. Неоднородность основания будет негативно сказываться на работе конструкций и приводить к неравномерным осадкам.

Расчеты показали, что величины осадок здания на естественном основании достигают 25 см (см. рис. 8), что превышает предельно допустимые величины по ТСН 50-302-04. Относительные неравномерности осадок при расчете на естественном основании также превышают предельно допустимые величины (0,002). Наибольшую осадку получает стена вдоль Минского переулка. На эту стену передается большая часть вертикальных нагрузок от помещений, расположенных над большепролетным помещением справа от сцены.

Таким образом, вариант фундамента на естественном основании не удовлетворяет требованиям нормативных документов как по абсолютной величине, так и по относительной неравномерности осадки.

Возведение здания на сваях

В данной геотехнической ситуации наиболее эффективным является вариант свайных фундаментов, опирающихся на слабосжимаемые протерозойские отложения. Глубина погружения свай от дневной поверхности составит около 29 м. Отметка острия свай должна быть уточнена по результатам дополнительных инженерно-геологических изысканий.

Поскольку в этом случае нагрузки от здания передаются на слои протерозойских отложений, кровля которых находится на 14...15 м ниже дна котлована, нет оснований ожидать расструктурирования этих грунтов, а также существенной релаксации напряжений при разгрузке массива в процессе разработки котлована. В этом случае можно вполне обоснованно учитывать эффект разгрузки основания при выемке грунта, что согласуется с

требованием отечественных норм. Как уже указывалось, при учете веса вынутого грунта дополнительные нагрузки на основание оказываются незначительными, что позволяет считать вариант свайных фундаментов близким к безосадочному.

В выполненных расчетах (в запас) положительное влияние снятия нагрузки при разработке котлована не учитывалось. Расчеты

производились на полный вес здания без учета веса вынутого грунта. Как показали расчеты, даже при таких предпосылках осадки здания на свайных фундаментах не превышают предельно допустимых по ТСН 50-302-04 (15 см). Максимальные осадки достигают 9 см (рис. 9, 10), а относительные неравномерности осадок для варианта свайного фундамента не превышают предельно допустимых значений (0,002).

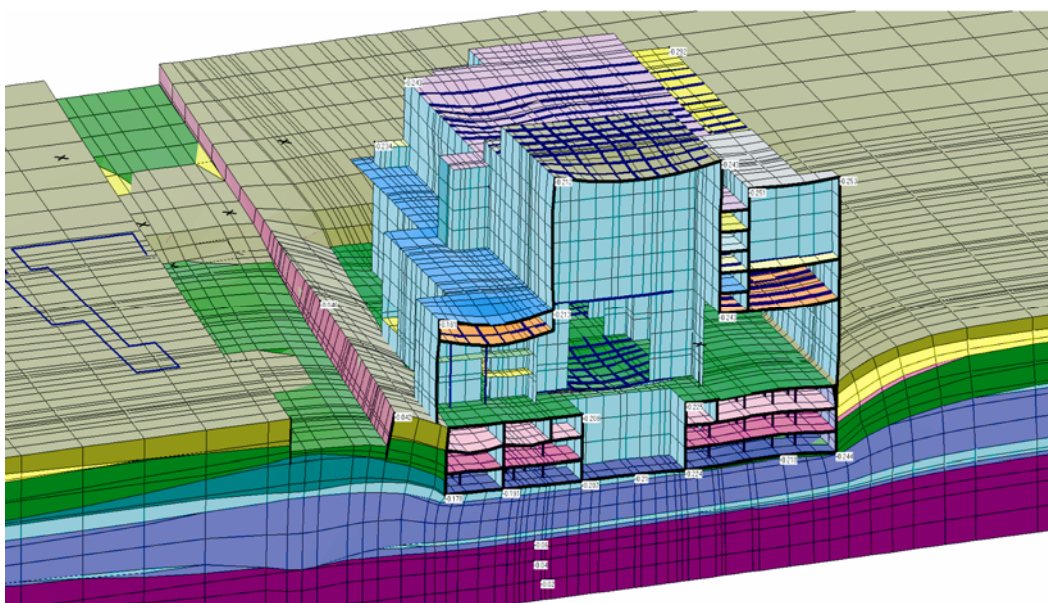


Рис. 8. Деформированная схема здания при варианте фундамента на естественном основании. Разрез поперек здания по сценической коробке. Максимальная величина осадок – 25 см

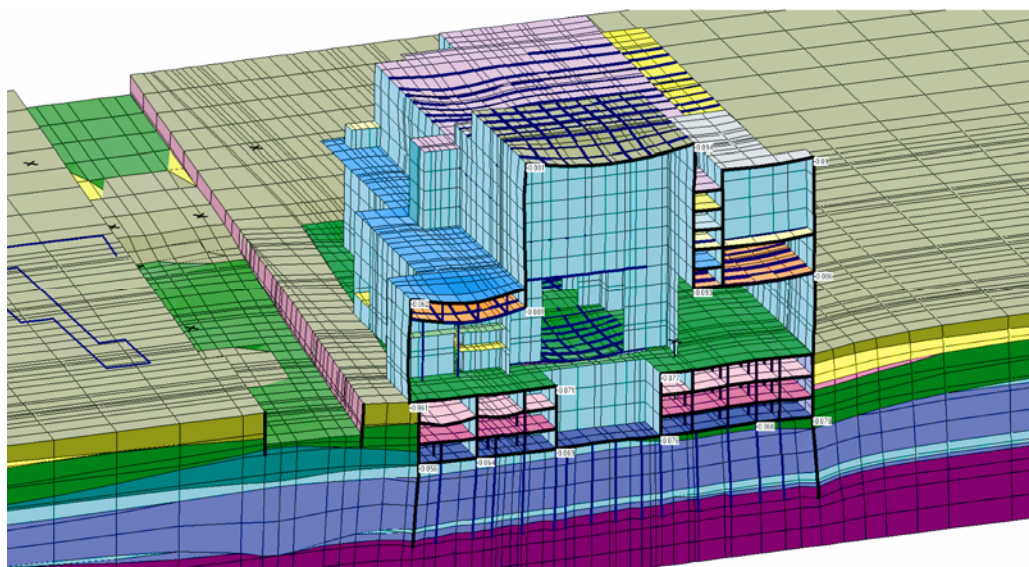


Рис. 9. Деформированная схема здания при свайном варианте фундаментов. Разрез поперек здания по сценической коробке. Максимальная величина осадок – 9 см

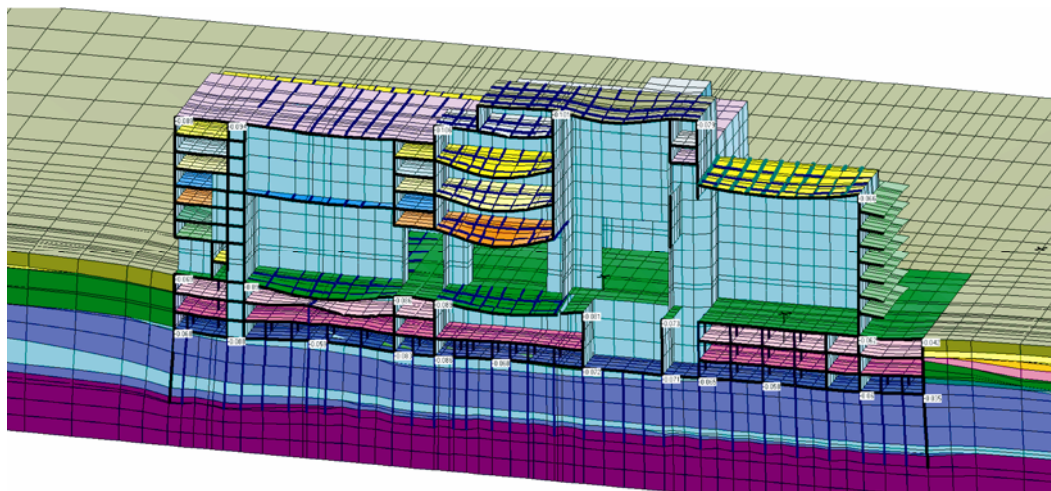


Рис. 10. Деформированная схема здания при свайном варианте фундаментов. Разрез вдоль здания. Максимальная величина осадок – 9 см

Таким образом, свайный вариант фундаментов удовлетворяет требованиям отечественных нормативных документов и представляется для данных инженерно-геологических условий наиболее эффективным и надежным.

В Санкт-Петербурге выполнено большое количество статических испытаний буронабивных свай, которые показали, что фактическая несущая способность свай может в 2–3 раза превышать значения, рассчитанные по СНиПу. Для корректной предварительной оценки несущей способности таких свай нами выполнен анализ результатов испытаний 90 буронабивных свай различного диаметра и различной глубины погружения. На рис. 4.1 приведена сравнительная диаграмма фактической несущей способности буронабивных свай $N_{\text{эсп}}$, определенной по данным статических испытаний, и несущей способности $F_{\text{бур}}$, рассчитанной по формулам СНиПа.

Рассмотрим результаты статистического анализа. Диагональная тонкая линия на графике рис. 11 соответствует идеальному совпадению результатов расчета и испытаний. Результаты расчета и статических испытаний практически совпали в 5 случаях (т. е. в 7% рассмотренных случаев), в остальных случаях фактическая несущая способность оказалась выше рассчитанного значения. Среднеквадратическое отклонение результатов расчета от фактического значения несущей способности

для данной выборки составило 108 т. Для того чтобы оценить, в какой степени метод расчета СНиПа занижает несущую способность буровых свай, определим коэффициент k уравнения прямой вида $N = k \cdot F_{\text{бур}}$ методом наименьших квадратов. Результаты статистического анализа дают величину коэффициента $k = 1,735$ при коэффициенте корреляции $r = 0,91$. Таким образом, предварительная несущая способность буронабивных свай на площадке может быть назначена в 1,735 раза выше рассчитанной по СНиПу.

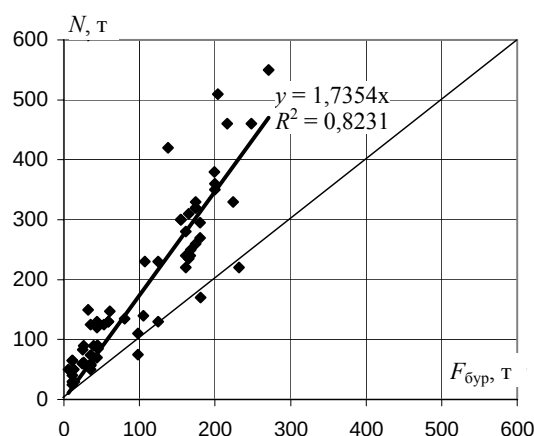


Рис. 11. Диаграмма соответствия несущей способности свай, рассчитанной по формулам СНиПа ($F_{\text{бур}}$) и определенной на основании результатов статических испытаний (N)

Наши исследования показывают, что наиболее достоверный расчетный прогноз несущей способности буровых свай в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга возможен при рассмотрении работы свай как глубоких опор (рис. 12).

Нами составлены корреляционные зависимости, которые позволяют оценить несущую способность свай, ожидаемую при статических испытаниях. В табл. 3–5 приведены результаты оценки ожидаемой несущей способности свай, наиболее вероятное значение несущей способности и значение расчетной нагрузки на сваю.

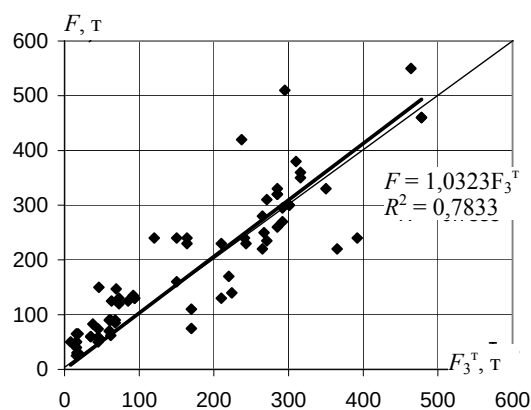


Рис. 12. Диаграмма соответствия несущей способности свай, рассчитанной на основании гипотезы работы свай как глубоких опор и определенной на основании результатов статических испытаний

На рис. 13 приведены результаты оценки несущей способности свай диаметром 620 мм при различной глубине погружения нижнего конца в интервале абс. отм. –12...–27 м БС (глубина погружения 15...30 м).

На графиках представлен интервал возможных значений несущей способности свай при проведении статических испытаний (1). Линия 2, соответствующая наиболее вероятному значению несущей способности свай, которая может быть получена в результате статических испытаний свай. Следует отметить скачок ожидаемой несущей способности свай в слое ИГЭ-12.

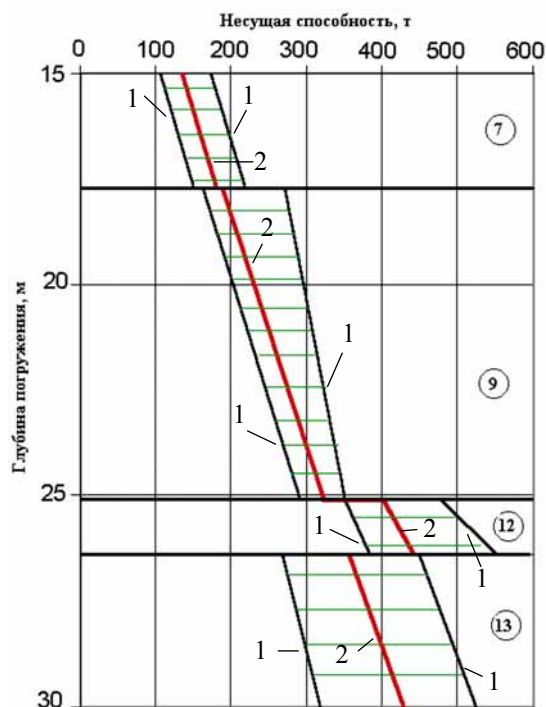


Рис. 13. Зависимости несущей способности свай диаметром 620 мм от глубины погружения нижнего конца свай

5. ОСНОВЫ ГЕОТЕХНОЛОГИИ

Подземный объем здания имеет размеры в плане 82×155 м и глубину 11,5 м. С четырех сторон к нему примыкают: Крюков канал (расстояние до 25 м), Минский пер. (расстояние до ближайшей застройки ~15 м), пр. Декабристов и ул. Союза печатников (расстояние до ближайшей застройки ~30 м).

При устройстве подземного объема возникнут две основные проблемы: обеспечение устойчивости откосов и исключение водопритока в котлован.

Очевидно, что при откопке котлована ниже уровня грунтовых вод необходимо водопонижение. Возникновение депрессионной воронки вокруг котлована может сопровождаться выносом частиц грунта из-под фундаментов соседних зданий или сохраняемых конструкций и увеличением эффективных напряжений в грунте. Оба явления приводят к росту осадок зданий. Следовательно, в рассматриваемом проекте должен быть тщательно проработан вопрос устройства противофильтрационной завесы (ПФЗ).

Необходимо отметить, что в настоящее время отсутствует опыт разработки обширных котлованов глубиной 11,5 м в сложных инженерно-геологических условиях центра Санкт-Петербурга.

В инженерной практике расчет ограждений котлованов, как правило, выполняется по первой группе предельных состояний. Однако задача обеспечения устойчивости котлованов в условиях плотной застройки является далеко не единственной. В городской среде ограждение должно исключить подвижки откосов и, соответственно, зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния строительства, т. е. удовлетворить расчетам по второй группе предельных состояний.

Рассмотрим возможные варианты устройства и основные требования к наружным конструкциям ограждения котлована. Ограждение может быть выполнено в виде монолитной стены в грунте или стены из секующихся буронабивных свай с инъекционным закреплением зоны «замков», а также в виде шпунтового ограждения. Очевидно, что ПФЗ должна быть заведена в надежный водоупор, в качестве которого могут рассматриваться полутвердые моренные отложения. Наличие на сравнительно небольших глубинах (около – 23 м БС) твердых глин венда (протерозоя) позволяет рассматривать их и в качестве надежного опорного слоя, и в качестве гарантированного водоупора.

В рамках настоящей концепции глубина погружения наружного ограждения котлована принята равной 27...29 м (до слоя протерозойских отложений). В расчетах толщина железобетонной стенки принималась равной 800 мм.

Концепция устройства подземной части

При возведении многоэтажных подземных объемов часто применяется технология «сверху вниз», когда в качестве распорной системы, обеспечивающей устойчивость ограждения котлована, используются диски перекрытий, из-под которых последовательно осуществляется выборка грунта. Из-за необходимости устройства большепролетных перекрытий в подземной части здания такая технология оказалась неприемлемой. Конст-

руктивное исполнение перекрытий достаточно сложно само по себе, и их использование в качестве распорной системы в период строительства крайне нежелательно. Это чрезмерно усложнило бы их работу и привело бы к снижению надежности сооружения, что недопустимо. Кроме того, весьма проблематичным представляется реализация процедуры переопирания перекрытий с временных опор на постоянные. Устройство же временных опор в данном случае было бы неизбежным.

Нами были рассмотрены все возможные в данной геотехнической ситуации варианты, позволяющие минимизировать горизонтальные смещения стенки и обеспечить ее устойчивость. Проведенные расчетно-аналитические исследования серии возможных вариантов устройства подземной части позволили выявить оптимальную схему устройства проектируемого подземного сооружения в рассматриваемой геотехнической ситуации.

Основной идеей принятой концепции устройства подземного объема здания является предварительное создание замкнутой несущей плоской рамы коробчатого сечения по контуру подземной части здания, воспринимающей активное давление грунта. Концепция предусматривает устройство наружной стены ограждения (стены в грунте) и внутреннего ряда шпунтового ограждения. В данных геотехнических условиях целесообразно рассмотрение варианта устройства внутренних ограждающих стен из шпунтовых свай профиля Ларсен IV, Ларсен V. Устройство ограждения котлована может выполняться вибропогружением шпунтовых свай, по окончании работ шпунт извлекается.

Согласно предлагаемой концепции, работы по устройству котлована под проектируемое здание Мариинского театра выполняются в 7 этапов (см. рис. 14):

1. Производится разработка пионерного котлована на глубину до 2 м. Откосы пионерного котлована должны располагаться на расстоянии более 10 м от ограждения основного котлована. Размеры пионерного котлована подлежат уточнению на дальнейших стадиях разработки проекта. Производится устройство части буронабивных свай до проектной отметки со дна пионерного котлована. Выполняются сваи, размещенные по контуру

сооружения и в технологических объединительных траншеях.

2. Устройство железобетонной стены в грунте по контуру подземного сооружения и шпунтового ограждения по контуру будущих

траншей во внутренней части и в объединительных траншеях. Стена в грунте выполняется до глубины ~29 м от проектной отметки планировки (необходимая длина стены в грунте уточняется дополнительно). Шпунто-

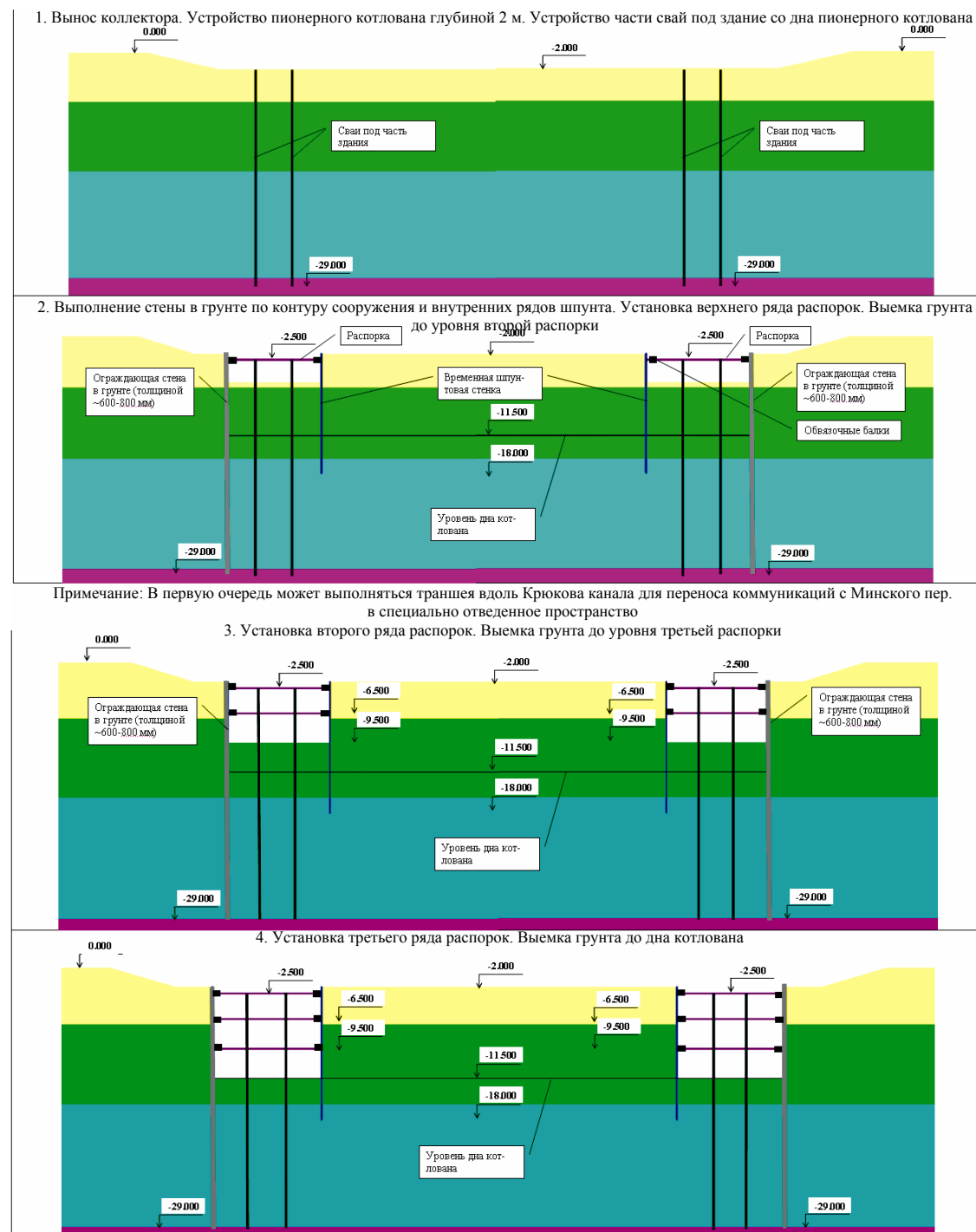


Рис. 14.

вое ограждение выполняется длиной 16 м до глубины ~18 м от проектной отметки планировки последовательно по захваткам. При

этом предусматривается разделение траншей на захватки длиной порядка 20 м, для чего погружаются поперечные ряды шпунта.

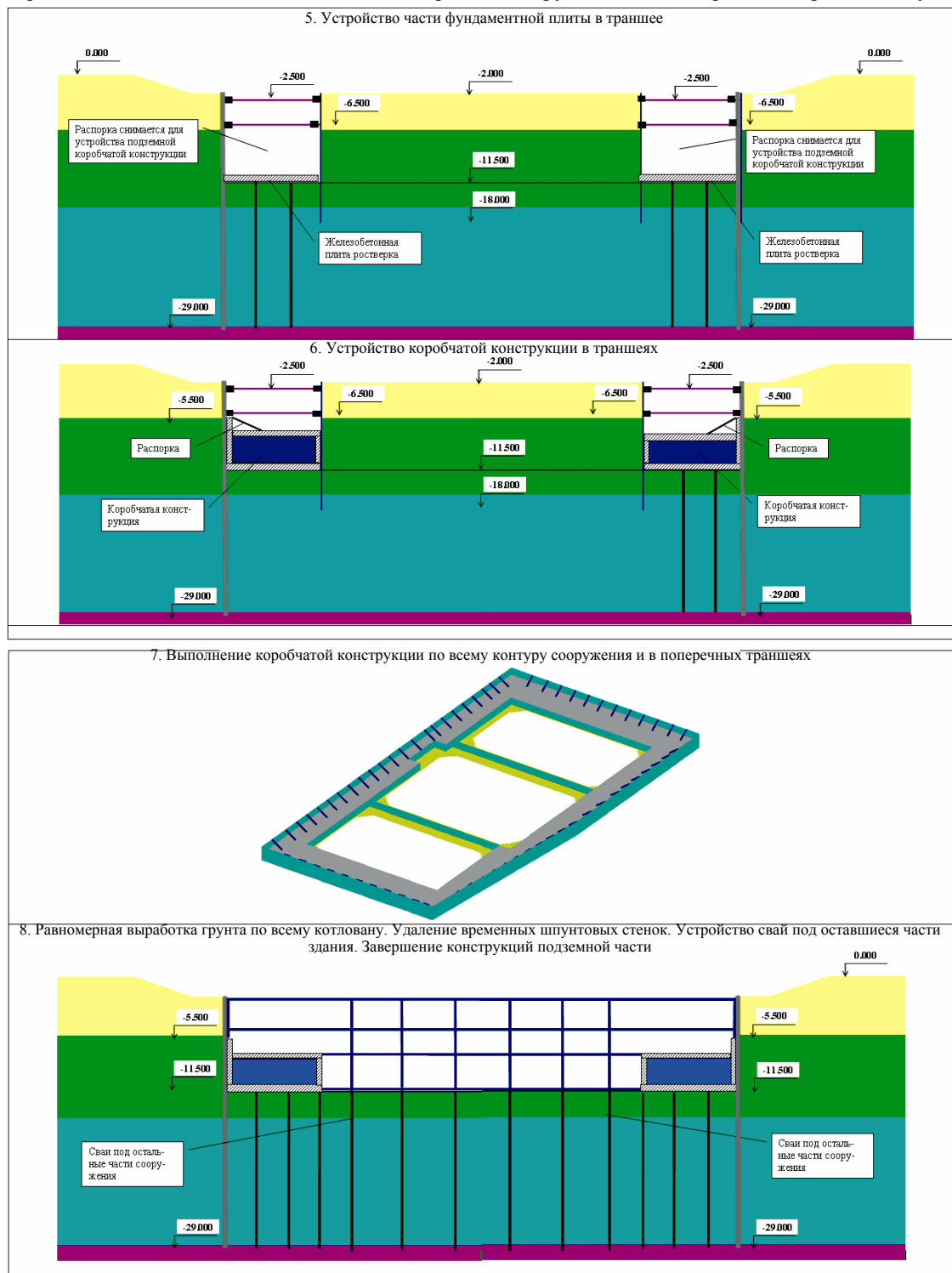


Рис. 14.(окончание)

Выполняется экскавация грунта с одновременным устройством распорных конструкций первого уровня. Распорные и обвязочные конструкции первого уровня устраиваются на глубине ~2,5 м от проектной отметки планировки или на глубине ~0,5 м от отметки дна пионерного котлована. Экскавация грунта производится до глубины ~3,5 м от отметки дна пионерного котлована.

3. Устройство распорных и обвязочных конструкций второго уровня – распорные конструкции устраиваются на глубине ~3,5 м от отметки дна пионерного котлована. Последовательно производится экскавация грунта до глубины ~6,5 м от отметки дна пионерного котлована.

4. Устройство распорных и обвязочных конструкций третьего уровня – распорные конструкции устраиваются на глубине ~6,5 м от отметки дна пионерного котлована. Последовательно производится экскавация грунта до проектной отметки дна котлована (~11,5 м от отметки существующей планировки). При необходимости может быть произведена «развязка» распорных конструкций через ранее выполненные буронабивные сваи. В случае выявления течи через внешнее ограждение котлована выполняется инъекционное закрепление массива грунта.

5. Устройство части плитного ростверка (толщина плиты ~0,9 м) в разработанных траншейных участках. После твердения бетона производится снятие третьего уровня распорных и обвязочных конструкций.

6. Устройство коробчатой конструкции (до относительной отметки ~-5,5 м) и дополнительных конструктивных распорок в свободном пространстве траншеи между плитным ростверком и вторым ярусом распорных конструкций. Таким образом, коробчатая конструкция возводится по всему контуру подземного сооружения и в соединительных траншеях.

7. Последовательная равномерная разработка грунта в трех внутренних котлованах, разборка систем распорных конструкций, извлечение шпунтового ограждения и устройство со дна проектируемого котлована оставшихся буронабивных свай и монолитного железобетонного плитного ростверка. В освобожденном пространстве завершается выполне-

ние конструкций подземной части проектируемого здания.

Предложенная концепция устройства подземной части здания будет наиболее безопасной и надежной, поскольку:

работы производятся в не зависящих друг от друга захватках (отсутствуют вскрытие котлована на большой площади, что дает возможность своевременно оценить опасность и предотвратить развитие негативных тенденций);

обеспечивается устойчивость стен ограждения котлована в результате устройства коробчатой конструкции в подземной части здания, воспринимающей активное давление грунта;

минимизируется риск развития недопустимых деформаций ограждения вследствие грубых ошибок при производстве работ.

Расчет шпунтового ограждения стен котлована и коробчатых конструкций подземной части проектируемого здания театра

Результаты расчета шпунтового ограждения традиционным полуаналитическим методом приведены на рис. 5,1–5,4. Задача решается поэтапно, в соответствии со стадиями откопки котлована. На каждой стадии рассматриваются приращения перемещений, а также суммарные перемещения и усилия, достигнутые на данной стадии, с учетом всех предыдущих стадий.

Максимальный момент на погонный метр шпунтовой стенки достигает 306 кНм. Суммарные усилия в распорках на 4-м этапе достигают 362 кН, а на 5-м – 412 кН. Таким образом, согласно полуаналитическому расчету, после разработки внутренних частей котлована на коробчатую конструкцию будет передано усилие около 412 кН (41,2 т). Основным недостатком данного метода заключается в том, что коэффициенты постели являются весьма условной величиной. Поэтому целесообразно рассмотреть изменение результатов при вариации коэффициента постели. При уменьшении коэффициента постели почти на порядок суммарные усилия на 4-м этапе достигают 431 кН, а на 5-м – 463 кН. В этом случае усилие, передаваемое на коробчатую конструкцию может достигать 463 кН (46,3 т). Таким образом, усилия в распорных конст-

рукциях при изменении коэффициента постели на порядок изменяются незначительно, т. е. практически инвариантны к нему.

Расчет ограждающих конструкций по упругопластической модели структурно-неустойчивой среды выполнен в плоской постановке. В расчетной схеме последовательно моделируются все стадии производства работ по устройству подземного сооружения. Процедура расчета состоит из 7 шагов:

0-й шаг: определение природного напряженного состояния;

1-й шаг: выработка пионерного котлована;

2-й шаг: устройство ограждающих конструкций (шпунтовой стенки и стены в грунте), устройство 1-го ряда распорок и выработка траншеи до уровня 2-го ряда распорок;

3-й шаг: устройство 2-го ряда распорок и выработка траншеи до уровня 3-го ряда распорок;

4-й шаг: устройство 3-го ряда распорок и выработка траншеи до уровня дна котлована;

5-й шаг: устройство части плиты ростверка и снятие 3-го уровня распорок;

6-й шаг: устройство коробчатой конструкции в траншее и последовательная выработка грунта во внутренней части котлована.

На 6-м шаге для моделирования податли-

вости коробчатой конструкции в схему введены специальные упругие связи, жесткость которых подобрана по результатам расчета коробчатой конструкции в пространственной постановке.

В целом результаты расчета по упругопластической модели (рис. 15–17) характеризуются большими величинами перемещений и усилий в конструкциях, чем при использовании полуаналитического метода. Максимальный момент на 1 погонный метр в шпунтовой стенке достигает 441 кНм, а в конструкциях стены в грунте – 646 кНм. Суммарное усилие в распорках на 4-м шаге (на 4-м этапе выполнения работ) составляет 402 кН, на 5-м шаге (на 5-м этапе выполнения работ) – 495 кН. Таким образом, по упругопластическому расчету после разработки внутренних частей котлована на коробчатую конструкцию будет передано усилие около 495 кН (50 т).

В целом расчеты, выполненные полуаналитическими и численными методами в плоской постановке, показали, что конструкция на всех стадиях является устойчивой, а для восприятия полученных усилий необходимо подобрать сечение шпунта и выполнить соответствующее армирование конструкций стены в грунте (в данном случае достаточно шпунта Ларсен IV и стены в грунте толщиной 800 мм). Подчеркнем, что данные расчеты

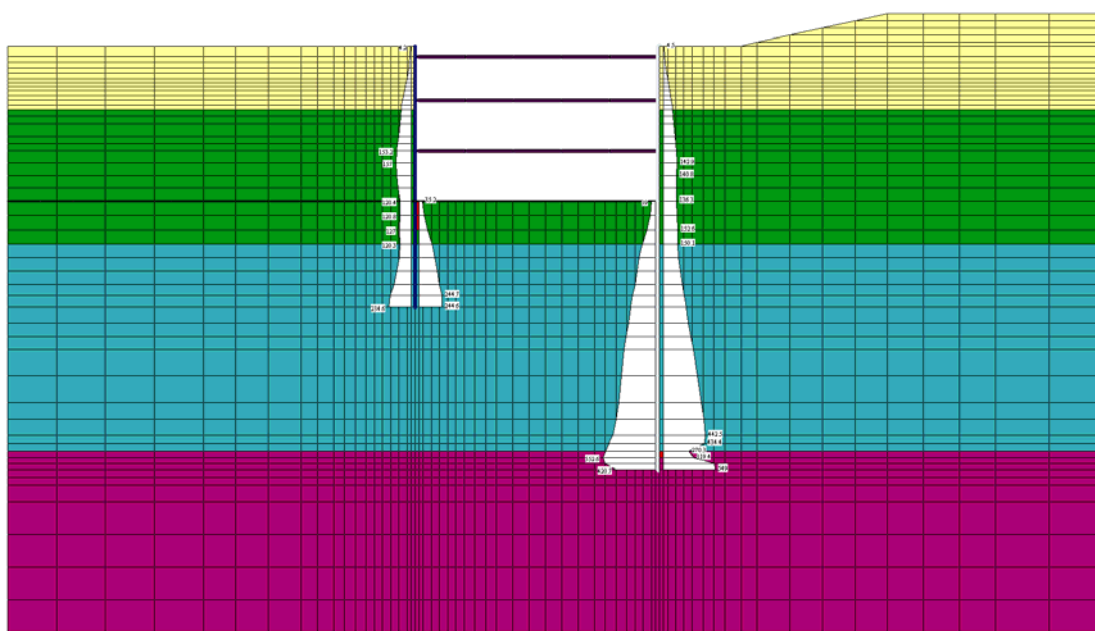


Рис. 15. Эпюры давления на ограждающие конструкции котлована (кПа) на 4-м этапе

должны быть повторены в полном объеме после уточнения физико-механических свойств грунтов площадки по результатам детальных инженерно-геологических изысканий. В результате в предлагаемые решения могут быть внесены конструктивные измене-

ния (увеличено сечение шпунта, уменьшен шаг распорок и т. п.), однако предлагаемая концепция не претерпит заметных изменений.

Расчет замкнутой плоской рамы коробчатого сечения, выполняющей роль распорной

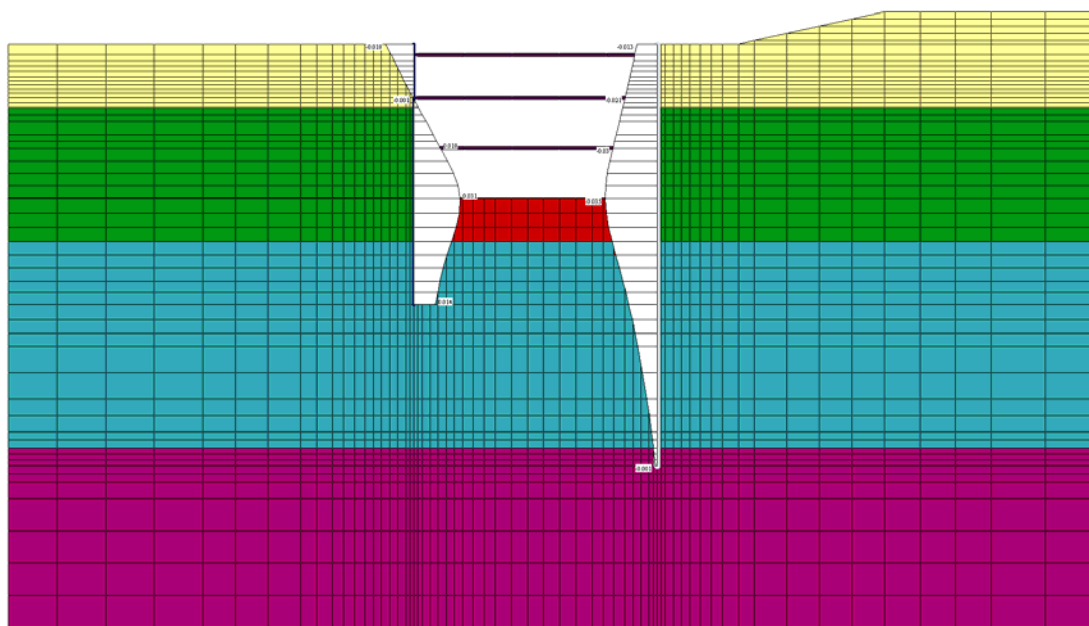


Рис. 16. Эпюры суммарных перемещений ограждающих конструкций (м) на 4-м этапе

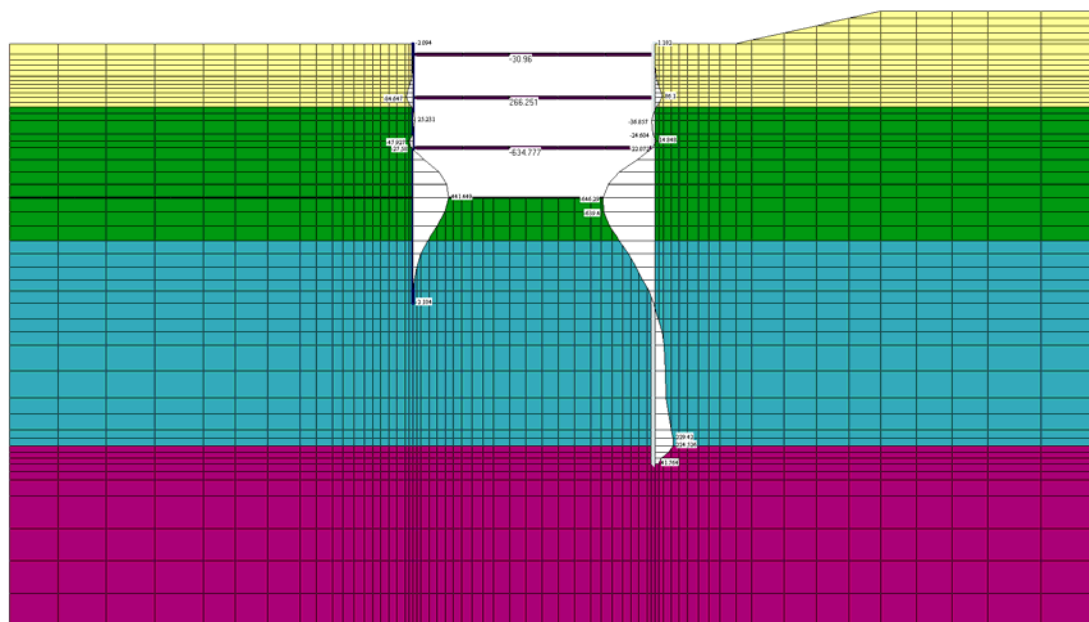


Рис. 17. Эпюры суммарных изгибающих моментов в ограждающих конструкциях котлована (кНм) и усилия в распорках на 1 пог. м длины (кН) на 4-м этапе

конструкции для наружного ограждения котлована, на период времени после выработки грунта в его внутренних частях производится на нагрузки, полученные в расчетах распорных систем при устройстве захваток в траншеях. Для повышения надежности решения (с учетом отсутствия на настоящий момент полных данных инженерно-геологических изысканий) полученная в расчетах нагрузка умножалась на коэффициент запаса 2. В этом случае результирующая горизонтальная нагрузка на конструкции ограждения составляет порядка 100 т. Эта величина вполне закономерна, поскольку примерно соответствует сумме горизонтальных давлений грунта на конструкции подземного этажа, равной $\gamma_{\text{гр}} h^2/2$ (где h – глубина подземного сооружения).

На плане участков плиты ростверка (рис. 18) указаны геометрические размеры ростверка в захватках. В месте сочленения двух ортогональных захваток устраиваются уширения. Такой прием устройства плиты ростверка позволяет снизить деформации (и, как следствие, расчетные усилия) в конструкциях выполняемого подземного распорного сооружения. Для обеспечения совместной работы плиты ростверка и перекрытия (толщиной 300 мм), расположенного на относительной отметке $-8,000$ м, предполагается

устройство внутренних монолитных поперечных стен, толщина которых в расчете принималась равной 500 мм. Внутренние поперечные несущие стены располагаются в двух центральных траншеях и вдоль контура выполняемого коробчатого подземного сооружения с шагом 6...8 м (рис. 19). Для увеличения изгибной жесткости выполняемых наружных стен по периметру подземной распорной конструкции устраивают временные распорные конструкции, передающие усилия на внутренние поперечные несущие стены в подземном сооружении.

Деформированная схема конструкций выполняемого коробчатого распорного подземного сооружения приведена на рис. 20. Наибольшие горизонтальные смещения (от 2 до 5,5 см) наблюдаются в пролетных частях коробчатой конструкции (см. рис. 20). Расчет деформаций подземного сооружения выполнялся на расчетные нагрузки с учетом ползучести железобетона при длительном существовании котлована и образования трещин в изгибаемых железобетонных конструкциях.

Изолинии продольных нормальных напряжений в плите ростверка приведены на рис. 21, 22. Наибольшие сжимающие напряжения в конструкциях ростверка составляют до 7200 кПа (в местах концентраций напряжений).

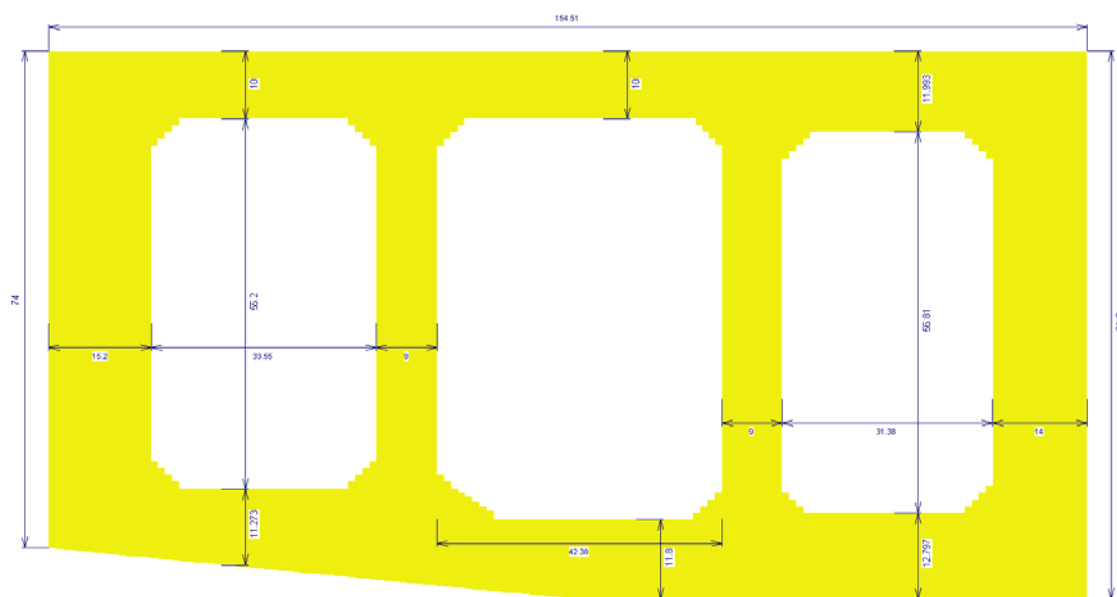


Рис. 18. План участков плиты ростверка, выполняемых в траншеях

Таким образом, расчет показывает работоспособность коробчатой конструкции ограждения котлована и возможность восприятия подобной конструкцией усилий от давления грунта на период производства работ в котловане. В целом серия выполненных расчетов ограждающих конструкций говорит об осуществимости работ нулевого цикла по предложенной схеме. На этапе предпроектных проработок более конкретные рекомендации (по количеству распорок, уровням их установки, армированию стены в грунте и т. п.) не нужны, поскольку в дальнейшем возможно изменение деталей конструктивных решений,

уточнение данных инженерно-геологических изысканий, что, безусловно, приведет к необходимости проведения дополнительных расчетов по приведенной выше методике и внесению изменений в конструкции ограждения котлована.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Рассматриваемая концепция геотехнического решения второй сцены Мариинского театра содержит комплекс взаимоувязанных технических решений, позволяющих наиболее эффективно воплотить проект Д. Перро в конструкциях. На дальнейших этапах проек-

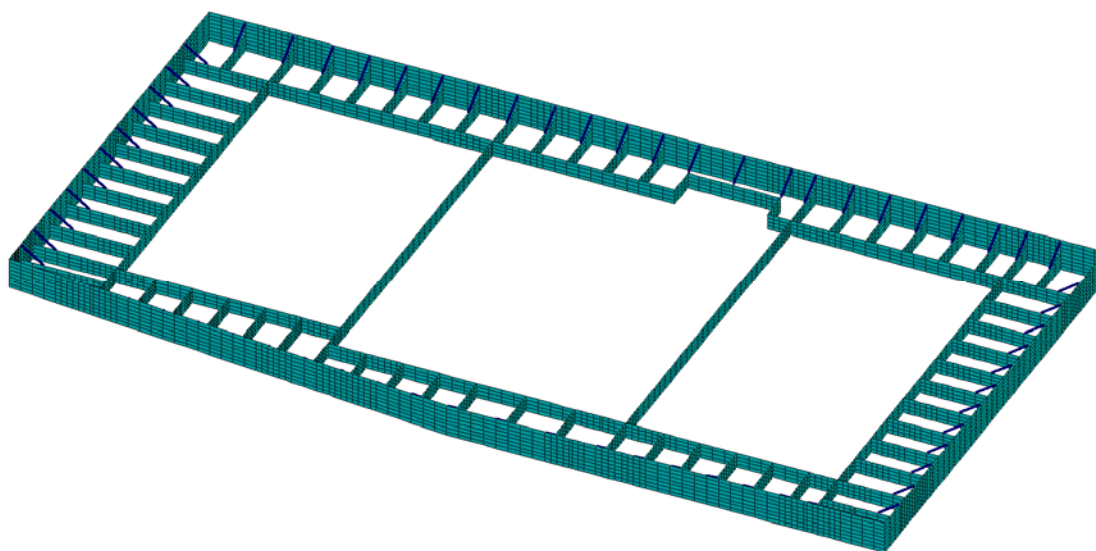


Рис. 19. Конструкции стен выполняемой подземной части и временные распорные крепления

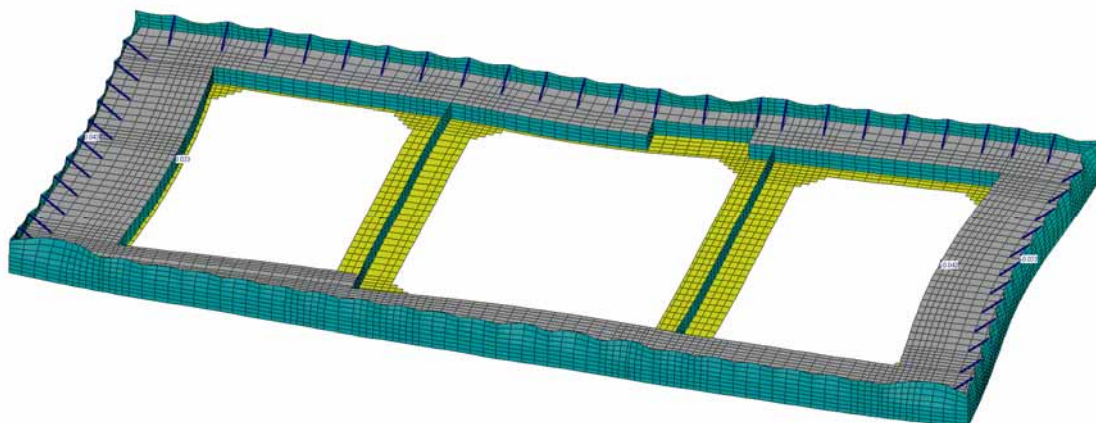


Рис. 20. Деформированная схема. Подписаны величины горизонтальных (в продольном направлении по рисунку) смещений (м) стен устраиваемого подземного сооружения

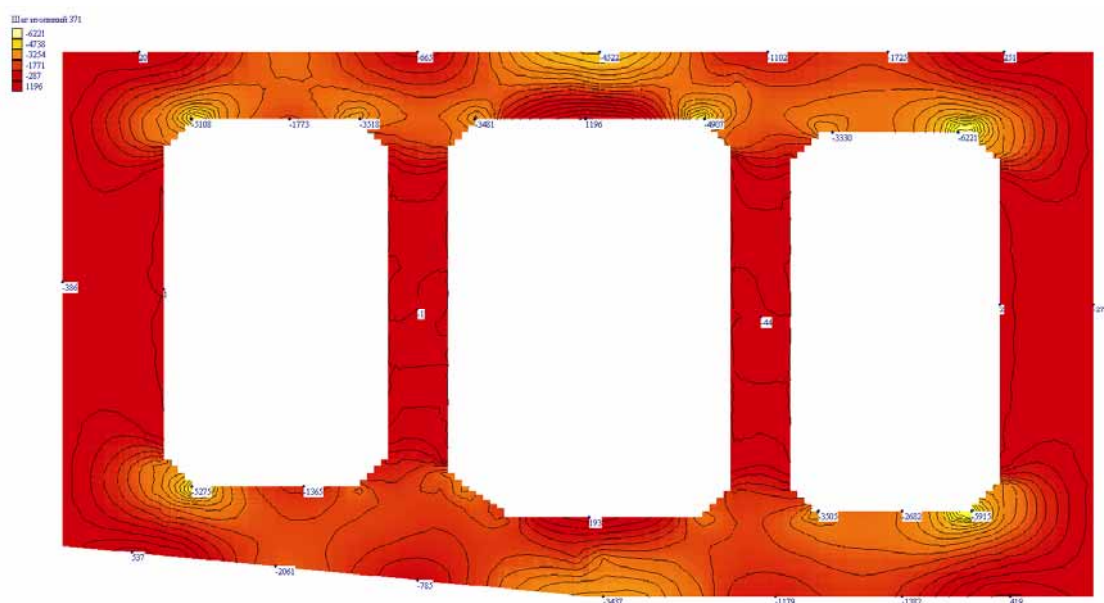


Рис. 21. Изолинии нормальных (в продольном направлении по рисунку) напряжений (кПа/пог. м) в плите ростверка

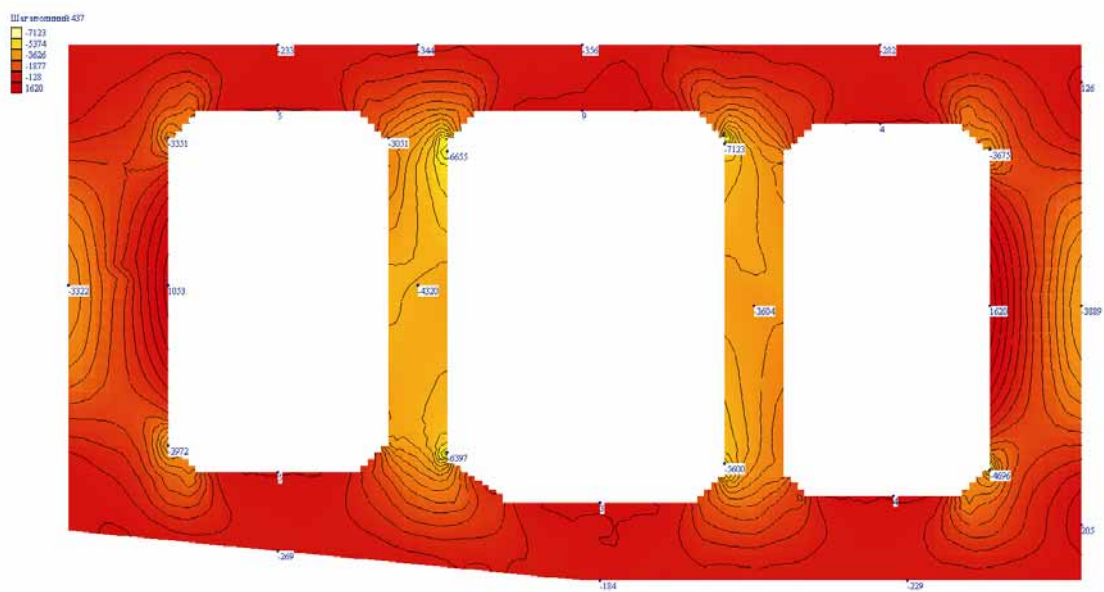


Рис. 22. Изолинии нормальных (в поперечном направлении по рисунку) напряжений (кПа/пог. м) в плите ростверка. Знак «минус» соответствует действию сжимающих напряжений

тирования, несомненно, будут уточняться детали этих решений, не затрагивающие

основные принципы предложенной концепции.