

УСТРОЙСТВО КОТЛОВАНОВ И ФУНДАМЕНТОВ В БЕРЛИНЕ: ОПЫТ РЕКОНСТРУКЦИИ СТОЛИЧНОГО МЕГАПОЛИСА

Х. КВИК – профессор, директор компании *Ingenieure und Geologen GmbH*, г. Дармштадт, Германия.

М. НУССБАУМЕР – профессор, почетный инженер, генеральный директор компании *Züblin AG*, г. Штуттгарт, Германия, председатель Немецкого геотехнического общества.

Воссоединение Германии в августе 1990 г. и решение о переносе правительственной резиденции из Бонна в Берлин вызвало в последнем настоящий строительный бум. Были заново отстроены многие правительственные здания. Международные компании разместили свои административные здания на Потсдамской площади. Разъединенный в свое время город был вновь соединен транспортными магистралями, такими как «Фернбаантуннель» (магистральный железнодорожный туннель), ветка метро U5, и инфраструктурными коммуникациями, подобными туннелю «БЭВАГ». Новый железнодорожный вокзал столицы «Леертер Баанхоф» был сооружен в качестве терминала, соединившего Берлин с железнодорожной сетью Европы. Настоящая статья содержит описание общих геолого-геотехнических и инженерных условий, проблем и способов их решения при сооружении крупномасштабных объектов городской застройки в столице Германии.

1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

Особенности городской территории Берлина обусловлены наличием долины реки Шпрее, которая протекает в западном направлении, образуя широкие извилины. С геологической точки зрения направление долины Шпрее приблизительно совпадает с ориентацией Варшавско-Берлинской ледниковой долины, одного из основных маршрутов передвижения водных масс при таянии ледников последнего ледникового периода. Кратко остановимся на причинах, побудивших принять нетрадиционный вариант схемы водоотведения с трансформацией исторической сети.

Во времена плейстоцена, называемого обычно ледниковым периодом, территория нынешнего Берлина неоднократно покрывалась ледниками. Плейстоцен (ранний четвертичный период) состоял из нескольких ледниковых периодов, прерывавшихся межледнико-

выми периодами. После каждого из таких циклов наступления или отступления ледяных масс оставались характерные отложения. Поэтому основание Берлина сложено множеством слоев гальки, песка и булыжника, а также ледникового тилля (валунной глины) большой мощности. В долине Шпрее напластования тилля могли подвергаться эрозии, поэтому они могут отсутствовать в напластованиях грунтов. Это затрудняет датировку и распознавание отдельных геологических слоев.

С окончанием плейстоцена, около 10 000 лет назад, возник сегодняшний рельеф, формирование которого сопровождалось развитием нынешней зоны течения Шпрее с ее притоками и территориями естественного затопления. В окружающих реку районах часто встречаются органические отложения, включающие торф, ил и т.д., оставшиеся от заболоченных территорий, образовавшихся в местах старых притоков реки, которая в прежние времена меняла конфигурацию своего протекания на больших территориях. Верхние слои органических отложений почти всегда образо-

ваны относительно недавними наносными компонентами.

2. ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Геотехническое строительство занимается всеми вопросами, касающимися грунтов, залегающих под площадкой, на которой предстоит возвести здание или сооружение, а также вопросами взаимодействия собственно здания с грунтом основания. Специфические проблемы, которыми занимаются берлинские геотехники, таковы:

размерность, высота, уровни заглубления и количество подземных этажей, а также уровни заглубления туннелей;

естественное состояние грунтов и грунтовые воды;

общественные, экологические и экономические вопросы.

До начала реализации проекта строительства грунт, на котором предстоит построить здание или сооружение, тщательно исследуется. Тип, глубина залегания и протяженность слоев грунта, его несущая способность и специфика системы грунтовых вод определяются на основе полевых и лабораторных испытаний. Эти факторы определяют выбор безопасного и экономичного способа строительства. Район берлинской ледниковой долины характеризуется вертикальным и горизонтальным чередованием слоев песка, гальки, булыжника и валунной глины при очень высоком уровне грунтовых вод.

Существует возможность оценки несущей способности различных грунтовых слоев с целью обеспечения их стабильности и выбора оптимального варианта конструкции фундамента, которая будет сочетаться с различными типами надземных конструкций и состоять из железобетонной плиты, буронабивных свай или их комбинации, известной как ПСФ: плитно-свайный фундамент (CPR: Combined-Pile-Raft-Foundation). Высокий уровень грунтовых вод (от 3 до 5 м от дневной поверхности) в сочетании с необходимостью устройства глубоких котлованов является дополнительной проблемой для инженеров-геотехников.

3. УСТРОЙСТВО КОТЛОВАНОВ

Для успешного устройства сухого котлована глубиной 20 м необходимо обеспечить водопонижение и водоотведение. В 30–40-х гг. XX в. для водопонижения активно применялась откачка грунтовой воды из зумпфов-колодцев с последующим ее сбросом в Шпрее, ближайший ручей или канал. В силу чрезвычайно высокой водопроницаемости грунтов необходимый уровень водопонижения мог быть обеспечен только при помощи очень большого количества зумпфов. Кроме того, при таком способе водоотведения уровень грунтовых вод существенно понижался на обширной территории вокруг строительной площадки, из-за чего возникали экологические проблемы (например, в берлинском зоопарке) и наносился ущерб окружающим сооружениям в силу развития осадок и обезвоживания фундаментов. Множество зданий в историческом центре Берлина, расположенных в исторической зоне обводнения Шпрее и ее притоков, было построено на деревянных сваях (например, здание Рейхстага). При понижении уровня грунтовых вод (в результате соседнего водоотведения) деревянные сваи высыхают и начинают гнить. Процесс гниения медленно продолжается даже после восстановления уровня грунтовых вод, в результате чего деревянные сваи (в большинстве своем из дуба и сосны) разрушаются, теряют твердость и несущую способность. В большинстве случаев развиваются неравномерные осадки зданий, появляются трещины и возможно возникновение критических ситуаций.

В силу этих и иных причин (например, необходимость доступности питьевой и технической воды) крупномасштабное водопонижение в Берлине запрещено. Для исключения подтопления глубоких котлованов сегодня необходимо применение горизонтальных и вертикальных шпунтовых систем.

Наиболее распространенным типом гидроизоляции котлованов в Берлине является система «стена–дно», или так называемая корытная система. При этом грунтовые воды отсекаются водонепроницаемыми стенами и дном.

Как правило, в Берлине за критерий водонепроницаемости котлована принимается

величина 1,5 л/с на 1000 м² обводненной территории.

В качестве альтернативы корытным системам возможно применение метода сжатого воздуха (рис. 1). Поверхности котлована в таких случаях должны быть воздухонепроницаемыми, обеспечивая возможность вытеснения грунтовых вод с помощью заданных величин давления сжатого воздуха.

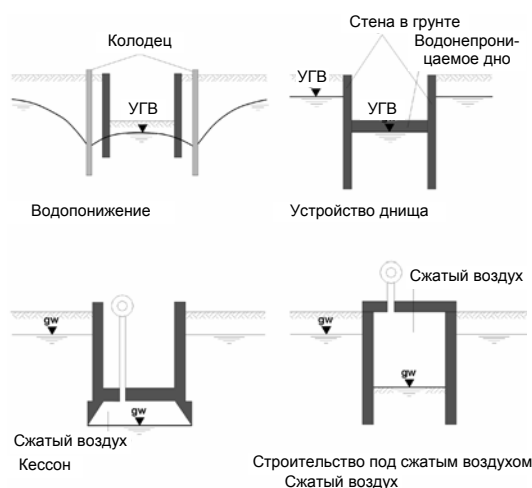


Рис. 1. Водонепроницаемые котлованы

Корытная система наиболее привлекательна с точки зрения требований, предъявляемых водохозяйством города. Благодаря богатой строительной практике в Берлине проектируют и строят котлованы данного типа на сравнительно высоком уровне.

Вариации в конструкции котлованов корытного типа (рис. 2) касаются, в основном, типа гидроизоляции дна котлована, под который подгоняется конструкция стен.

Ниже описываются наиболее распространенные варианты сооружения подпорных стенок, перечисляются их преимущества и недостатки.

3.1. Однофазная «стена в грунте» со шпунтовым рядом

Строительство данной конструкции обычно начинается с откопки траншеи с применением гидроизолирующей суспензии, затем следует забивка шпунта требуемой длины, причем отметка подошвы шпунта может быть выше отметки дна траншеи.

Траншеи откапываются постепенно, и так же производится забивка шпунта. В качестве гидроизолирующей суспензии применяют смесь цемента и бентонита, которая остается в котловане, схватываясь до набора необходимой прочности. Серьезным преимуществом этого метода, в дополнение к продуктивности, является высокая эффективность гидроизоляции за счет совместного водоостанавливающего действия шпунта и цементно-бentonитовой суспензии. К недостаткам следует отнести медленное затвердевание гидроизоляционной суспензии и, как следствие, неприменимость метода вблизи существующих зданий и сооружений из-за затрат времени.

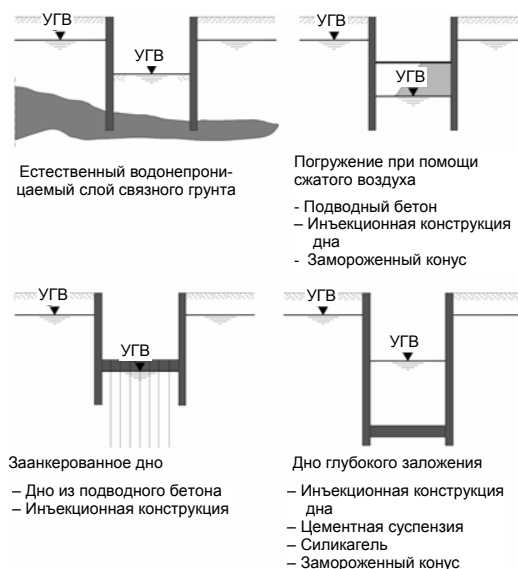


Рис. 2. Корытная система

Анкеровка осуществляется на обвязочных поясах или в каждой канавке шпунтового ряда. В случае необходимости анкеровки в уровнях ниже крыши водоносного слоя на шпунт наваривают вспомогательные гидроизолирующие элементы или дополнительно нагнетают герметики за шпунтовой ряд.

3.2. «Стена в грунте» из армированного бетона

Этот метод также требует откопки траншеи под защитой водоостанавливающей суспензии. После доведения уровня траншеи

до проектной отметки в нее устанавливают армокаркас, затем бетонируют траншею с помощью бетонолитных труб. «Стена в грунте» из армированного бетона благодаря своей прочности особенно подходит для строительства вблизи существующих зданий и сооружений. Тем не менее, соединительные швы такой стены обладают меньшей степенью водонепроницаемости, чем швы стального шпунта соединения замкового типа.

3.3. «Стена в грунте» из секущихся свай

«Стена в грунте» из секущихся свай состоит из чередующихся армированных и неармированных буронабивных свай, создающих относительно прочную конструкцию, однако, в связи с большим количеством швов увеличивается вероятность протечек через них грунтовых вод. Применять данный метод вблизи существующих зданий и сооружений необходимо с большой осторожностью. Также следует учитывать возможность недостаточного сцепления армокаркаса и вероятность возникновения избыточного давления грунтовых вод. Стена из буронабивных свай особенно подойдет в случаях, когда подпорная стенка вблизи существующего здания не может гарантировать распор.

3.4. Шпунт

Применение стального шпунта является сравнительно надежным методом. При этом обычный стальной шпунт забивается вибратором или вдавливается в грунт. Опыт показывает, что метод вдавливания ограничен горизонтами плотного мелкого песка и булыжника. Во многих случаях приходится сталкиваться с повреждением замков между шпунтинами независимо от метода погружения, что подчас приводит к неконтролируемым дефектам. Ни вдавливание, ни вибропогружение шпунта не применимы вблизи существующих зданий и сооружений из-за возможной дестабилизации последних.

3.5. Сравнение разных типов подпорных сооружений

Сводная табл. 1 содержит сравнение критериев для выбора разных типов подпорных сооружений.

Таблица 1. Критерии отбора типа подпорного сооружения

Тип сооружения	Критерии		
	Гидроизоляция	Тип грунта	Примыкающие здания
Однофазная «стена в грунте» с рядом шпунта	Высокие гидроизолирующие свойства	Подходит практически для любых грунтов	Не подходит в примыкании к существующим зданиям, слишком гибкая конструкция
«Стена в грунте» из армированного бетона	Хорошая гидроизоляция, но возможны протечки в стыках	Подходит практически для любых грунтов	Подходит в примыкании к существующим зданиям, жесткая конструкция
«Стена в грунте» из секущихся свай	Относительно хорошая гидроизоляция, опасность протечек в стыках	Подходит практически для любых грунтов	Подходит в примыкании к существующим зданиям, жесткая конструкция
Шпунт	Хорошая гидроизоляция, за исключением возможных дефектов замков	Не подходит для булыжника и плотных песков	Не может применяться вблизи существующих зданий. Минимальное расстояние от зданий >10 м в случае вибрационных воздействий

3.6. Гидроизоляция грунтов основания

Основным различием сухих котлованов является тип гидроизоляции дна: естественный, за счет наличия связного грунта, или искусственный, для которого применяют цемент или силикагель. Замораживание дна котлована возможно лишь в исключительных экономически обоснованных ситуациях. Различные типы дна показаны на рис. 3.

Предположим, что средняя глубина котлованов при сооружении фундаментов примерно соответствует заглублению на 2...3 подземных этажа, тогда различные типы дна в порядке возрастания стоимости расположатся следующим образом: 1 – глубокое цементуемое дно, 2 – глубокое гелевое дно, 3 – глубокое инъекционное дно, 4 – глубокое дно из высокодисперсного цемента, 5 – заанкерванное дно из подводного бетона, 6 – заанкерванное инъекционное дно.

Себестоимость работ может варьировать в зависимости от типа грунта и глубины котлована, в особенности в случаях приме-

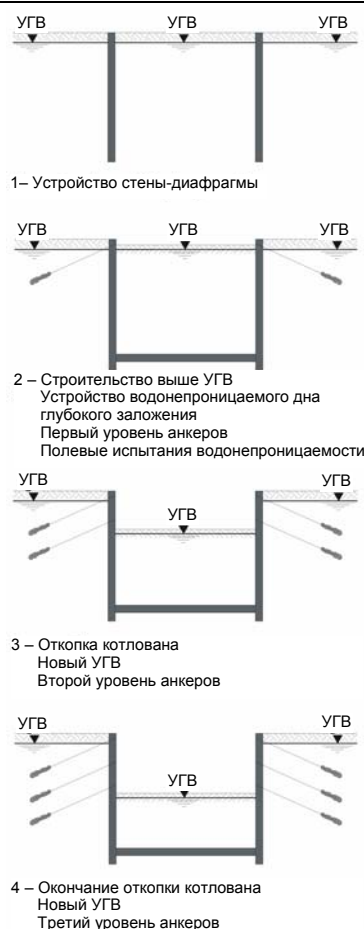


Рис. 3. Сооружение водонепроницаемого котлована

ния вариантов 4...6. Варианты 1 и 4 неприменимы в неблагоприятных грунтовых условиях. Само собой разумеется, что дно с естественной изоляцией наиболее приемлемо, если только его глубина не слишком существенно превышает требуемую глубину искусственного дна. В зависимости от дополнительных условий (примыкающих зданий и сооружений, размера котлована и уровня поверхности грунтовых вод) относительная стоимость типов дна может отличаться от приведенной выше.

3.7. Природная гидроизоляция

Для создания обычного или глубокого дна с природной гидроизоляцией необходима большая мощность грунта, залегающего под дном котлована, с относительно высокой

степенью водонепроницаемости. В Берлине под эту категорию грунтов подпадают валунная глина, межледниковые отложения и наносные слои, переходящие в бурый уголь (лигнит). Межледниковые отложения и слои бурого угля отличаются неоднородной водонепроницаемостью, и возможны случаи незначительных, а порой и серьезных, прорывов грунтовых вод, в некоторых случаях даже на малых площадях.

При большой мощности валунной глины под дном котлована (это важно, когда речь идет о взвешивающей силе) водонепроницаемость и толщина этих слоев играют важную роль в плане определения возможности просачивания фильтрационной воды. В отдельных местах водонепроницаемость валунных глин может уменьшаться по мере увеличения содержания несвязного грунта.

3.8. Искусственная гидроизоляция дна котлована

Искусственная гидроизоляция может быть осуществлена с помощью герметизации дна; при этом необходимы анкеровка на глубинах >3 м или глубокое герметизированное дно.

3.9. Герметизация дна котлована

Противодействие выталкиванию в период устройства герметизированного дна при средних глубинах откопки 8...15 м достигается за счет свай натяжения. Для обеспечения передачи нагрузки от одного анкера оттяжки к другому дно должно обладать соответствующей устойчивостью. При этом используются подводный цемент или инъекционный тип дна (рис. 4).

Полная откопка при сооружении дна из подводного цемента производится под водой. Глубина откопки при этом увеличивается за счет толщины самого дна (1...2 м). Наличие связного грунта, например валунной глины над уровнем отметки дна может привести к увеличению стоимости из-за необходимости принятия мер по устранению мелких фракций, откладывающихся на протяжении длительного времени.

В процессе инъектирования грунт может расструктурироваться, причем возможен вынос частиц грунта в результате нагнетания воды и цемента под высоким давлением (до

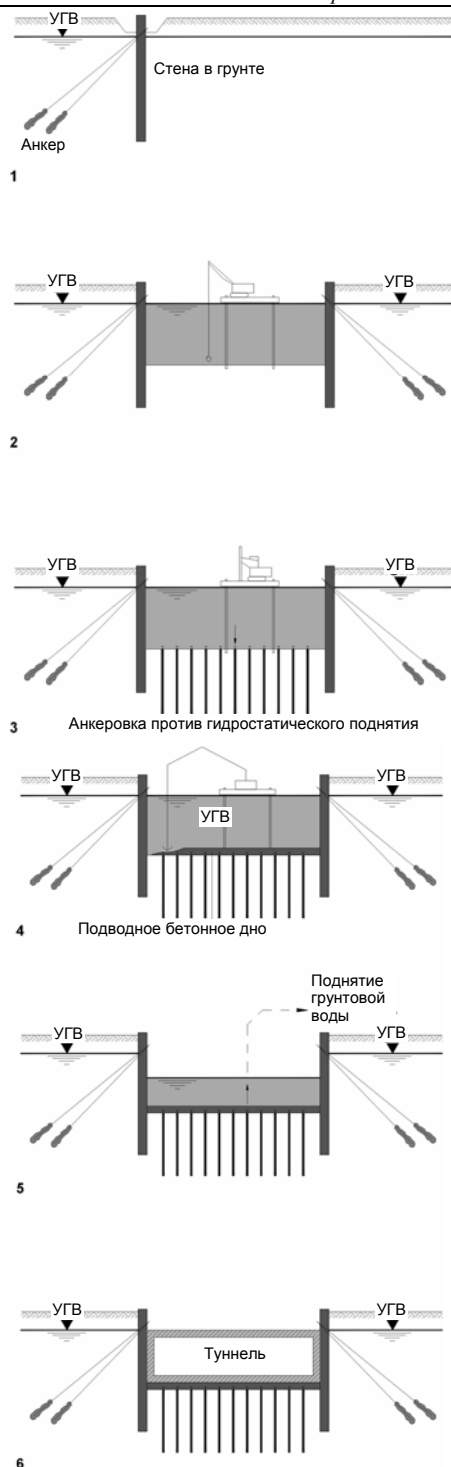


Рис. 4. Сооружение подводного дна из бетона

800 бар). Забуривание согласующего элемента инжектора и нагнетание суспензии создают

цилиндрическое цементное тело с элементами грунта.

Инъекционное дно обычно устраивается с уровня дна котлована непосредственно над уровнем грунтовых вод. Данный процесс ограничен глубинами порядка 20 м из-за необходимости обеспечения точности бурения (соблюдения вертикальности) и распределения нагрузки между сваями натяжения при инъектировании.

Герметизированное дно применяется исключительно в особых условиях (табл. 2) из-за высокой себестоимости. Фундаменты корытного типа характеризуются минимальной степенью контакта с водоносным слоем.

3.10. Глубокое герметизированное дно

Давление грунта над дном обеспечивает гидравлическую устойчивость конструкции глубокого дна. Для устройства дна такого типа применяются исключительно методы инъекции. В зависимости от зернистости грунта применяется инъектирование цементом (в крупнозернистом песке/гальке), тонкодисперсным цементом (в средне- и крупнозернистом песке) или гелем (в песке от мелко- до крупнозернистого) (табл. 3). Как было сказано, инъектирование гелем применяется лишь до определенных глубин. Этот способ представляется наиболее приемлемым для берлинских песков и самым рациональным с экономической точки зрения. Так как гидравлическая устойчивость обеспечивается за счет давления самого грунта, глубокое дно не нуждается в дополнительном укреплении. Однако при этом необходимо принимать меры для обеспечения устойчивости к эрозии. При градиентах гидравлического давления $i \leq 10$ это обеспечивается даже при использовании геля.

Песчаные грунты Берлина позволяют осуществлять инъекцию обычным и тонкодисперсным цементом лишь на ограниченном числе участков, содержащих гальку и крупнозернистый песок (или комбинацию средне- и крупнозернистого песка). Однородное распределение тонкодисперсного цемента нельзя гарантировать в песчаных грунтах, а следовательно, невозможно гарантировать и герметичность дна.

Муниципальные органы Берлина обычно не дают разрешения на использование дна гелевого типа (во избежание загрязнения грунтовых вод).

Возможны нарушения герметизации дна, если нарушена его несущая способность. Горизонты грунта над глубоким дном предохраняют его низ от эрозии. Возможность повреждения в результате подъема дна можно исключить. При возникновении протечек их трудно локализовать и подвергнуть повторно-инъекционному, следовательно, работы в больших котлованах нужно проводить путем сооружения и экранирования отдельных изолированных секций.

4. РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕЖИМА ГРУНТОВЫХ ВОД

В долине Шпрее потребовалось интенсивное вмешательство в естественную организацию системы грунтовых вод по причине

строительства новых зданий парламента и правительства Германии, а также в силу одновременного обновления транспортной инфраструктуры. Строительство такого масштаба, сконцентрированное во времени и пространстве, оказало определенное воздействие на систему грунтовых вод, в связи с чем появилась необходимость оптимального регулирования их режима и координированных мер для защиты экологически важных территорий и исторических памятников, особенно в историческом центре Берлина, и без того уже находившегося в стрессовом состоянии.

С 1996 г. в долине Шпрее велись следующие строительные проекты:

ряд правительственных и парламентских зданий (ведомство федерального канцлера, комплексы Альзенблок, Луизенблок и Доротеенблоке);

транспортные проекты в центральной части города (магистральная трасса Фербаан-

Таблица 2. Критерии выбора герметизированного дна

Тип дна	Водопроницаемость	Риск протечки	Риск повреждения за счет выпора дна	Загрязнение грунтовых вод строительными материалами	Воздействие на подземные потоки
<i>Без анкеров</i>					
Дно из подводного цемента	Низкая	Низкий	Низкий	Очень низкое (бетон)	Низкое (стены)
Инъекционное дно	Средняя	Высокий	Средний	Низкое (цементная взвесь)	Очень низкое (стены)
<i>С анкерами</i>					
Дно из подводного цемента	Низкая	Низкий	Средний	Очень низкое (бетон)	Низкое (стены)
Инъекционное дно	Средняя	Высокий	Высокий	Низкое (цементная взвесь)	Очень низкое (стены)

Таблица 3. Критерии выбора глубокого герметизированного дна

Технология	Водопроницаемость	Риск протечки	Риск повреждения за счет выпора дна	Загрязнение грунтовых вод строительными материалами	Воздействие на подземные потоки
Струйная инъекция	От средней до высокой	Высокий	Низкий	Низкое (цементная суспензия)	Высокое
Инъекция цемента	— " —	— " —	— " —	— " —	— " —
Инъекция тонкодисперсного цемента	— " —	— " —	— " —	Низкое (тонкодисперсная цементная суспензия)	— " —
Инъекция геля	Низкая	Средний	— " —	Средняя (гель)	— " —

туннель, линия метро U5, магистральный туннель В96).

Фундаменты существующих зданий находятся значительно ниже уровня грунтовых вод, что, естественно, подразумевает как кратковременное, так и долговременное вмешательство в подземную гидросистему. Законодательство допускает лишь ограниченное влияние на уровень грунтовых вод. Заказчику приходится заниматься не только техническими аспектами утилизации откачанной воды, но и урегулировать различные бюрократические моменты.

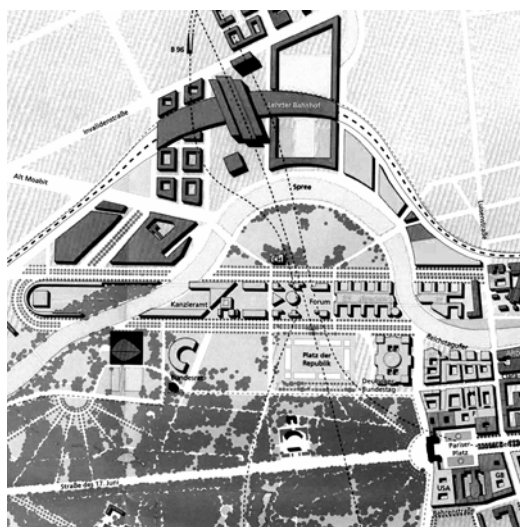


Рис. 5. Карта территории строительства

Регулирование режима грунтовых вод (РРГВ) состоит из организации регулирования режима грунтовых вод (ОРРГВ) и утилизации грунтовых вод (УГВ). В рамках ОРРГВ проводятся:

- планирование и разметка колодцев для мониторинга уровня грунтовых вод;

- основанный на информационных технологиях мониторинг уровня грунтовых вод в зонах, где развитие зеленых насаждений и растительности связано с состоянием системы подземных вод, а также вблизи зданий, которые подлежат защите от понижения уровня грунтовых вод;

- мониторинг откачки грунтовых вод, включая ведение документального учета объемов и мест откачки;

- контроль за соотношением просачивающихся и откачанных вод с целью соблюдения

норм по уровню грунтовых вод в охраняемых зонах;

- моделирование состояния системы подземных вод для облегчения процесса принятия решений;

- контроль состава просачивающихся и откачанных грунтовых вод;

- интенсивное накопление и классификация данных (включая квартальный отчет) для анализа, оценки и, в случае необходимости, защиты от возможных исков третьих лиц;

- информационная поддержка заказчиков относительно экономических методик РРГВ.

В рамках организации утилизации грунтовых вод проводятся: организация, техническая поддержка, эксплуатация и прекращение действия систем транспортировки откачанной воды от котлована до места утилизации, включая получение необходимых разрешительных документов и планирование эксплуатационных мероприятий; откачки, включая планирование эксплуатационных мероприятий; утилизация железа и марганца, включая планирование эксплуатационных мероприятий; организация, техническая поддержка, эксплуатация и закрытие колодцев, включая планирование эксплуатационных мероприятий.

Все вышеперечисленные функции должны быть реализованы последовательно в зависимости от стадии строительства и ситуации с подземными водами, остающимися в грунте или подлежащими обратной закачке. Так были осуществлены запитка на водосброс системы регулирования режима грунтовых вод и совместное использование зон инфильтрации на Потсдамской площади.

4.1. Геологический и гидрогеологический обзор

Зона регулирования режима грунтовых вод Шпребоген (излучина Шпрее) расположена в районе Варшавско-Берлинской ледниковой долины. Отложения в этом районе представлены в основном песками мелкой и средней крупности, подстилающими техногенные грунты, мощность которых может значительно варьировать. В прибрежной зоне Шпрее и других местах часто встречаются отложения сапропеля. Уровень грунтовых вод располагается на расстоянии от 3 до 5 м от поверхности. Напорные испытания водоносного слоя дают средний коэффициент фильт-

рации $k_f = 6 \times 10^{-4}$ м/с с пропускной способностью от $k_f = 1 \times 10^{-4}$ м/с до $k_f = 1 \times 10^{-3}$ м/с. Предел естественной флуктуации за последние 150 лет составил 1,5 м, при том что сегодняшний уровень грунтовых вод соответствует среднему.

4.2. Нормативная документация

Требования нормативной документации следующие:

качество бетона и бетонных работ для «стен в грунте», «стен в грунте» из буронабивных свай, вариантов дна из подводного бетона и глубоких герметизированных вариантов дна должны планироваться, отслеживаться и документироваться для обеспечения необходимой водонепроницаемости и сплошности каждого участка конструкции; объем грунтовых вод, пропускаемых в котлован, не может превышать 1,5 л/с на 1000 м² обводненной территории;

откачка грунтовых вод, использование инфильтрационных колодцев и прочих систем инфильтрации должны быть строго нормированы, чтобы исключить возможность постоянного превышения средних показателей наивысшего природного уровня грунтовых вод за последние 20 лет.

Постоянное понижение УГВ допускается максимум на 0,5 м ниже среднего природного уровня грунтовых вод в спокойном состоянии за последние 20 лет. Для всех строительных проектов максимальные остающиеся объемы грунтовых вод подсчитывались исходя из объемов выкачанной воды в определенные дни на соответствующих котлованах, а также с учетом их геометрии и максимально допустимых уровней водопонижения. Для зданий парламента и правительства эти объемы равнялись полной откачке (4,0 млн м³ в случае применения дна из подводного бетона и 6,4 млн м³ в случае применения глубокой диафрагмы). Для всех строительных проектов в зависимости от фактически реализованного варианта конструкции дна максимальные объемы водопонижения были теоретически рассчитаны в пределах от 15,0 млн м³ до 17,4 млн м³.

4.3. Инфильтрация/гидрогеологическая модель

Для удовлетворения требований нормативной документации, касающихся макси-

мально допустимых верхних и нижних показателей уровня грунтовых вод, была необходима полная или частичная инфильтрация откаченных объемов. Для определения площадей и пропорций инфильтрации была использована концепция гидрогеологического моделирования.

На стадии предварительного планирования рассчитывалась трехмерная конечно-элементная модель подводных потоков. Базисом для оценки критериев инфильтрации явились стандартные нормативные документы, согласно которым уровни грунтовых вод не должны превышать +30,0...+31,0 м от среднего уровня моря. Повышения или понижения относительно данной величины допускались на короткий промежуток времени.

При использовании глубокого герметизированного дна на отдельных частях зданий парламента и правительства в 1997 г. было выполнено моделирование поведения системы подземных вод. В июне 1997 г. на большей части площади котлованов для обоих проектов был зарегистрирован остаточный приток грунтовых вод. Из графической схемы изолиний грунтовых вод (рис. 6) видно, что большей частью удалось соблюсти уровень +30...+31 м от среднего уровня моря. Особенно строгий контроль уровня грунтовых вод проводился в зонах охраняемых зданий, берлинского зоопарка и Карите. Фундамент здания Рейхстага, в конструкции которого есть деревянные сваи с верхней границей голов на уровне 29,15 м относительно среднего уровня моря, большей частью остался обводненным, несмотря на то, что здание окружено многочисленными котлованами. Этого удалось достигнуть благодаря активно проводимой инфильтрации.

Требования документов по защите окружающей среды и исторических зданий могут быть соблюдены при последовательном применении моделей системы грунтовых вод с учетом гидрогеологической ситуации.

5. СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРОЕКТЫ

В историческом центре Берлина на Потсдамской площади и в излучине Шпрее были реализованы крупные строительные проекты (рис. 7): перестройка Рейхстага; ведомство фе-



Рис. 6. Изолинии грунтовых вод (июль 1997 г.)

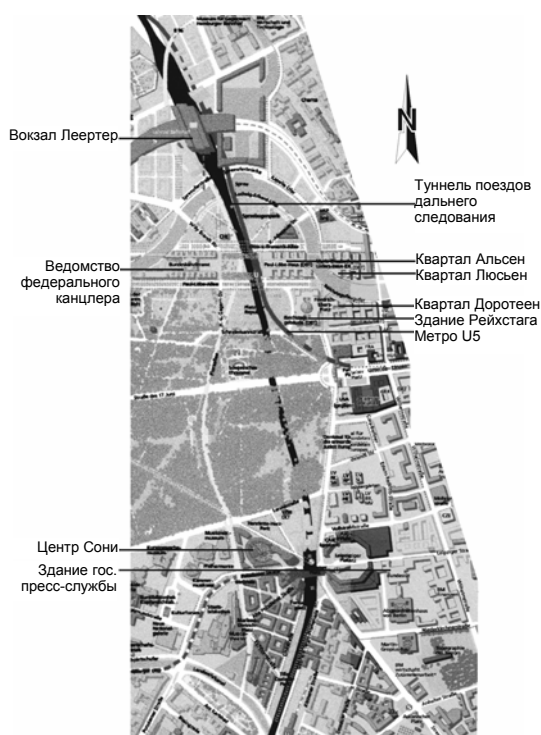


Рис. 7. Карта расположения строительных проектов

дерального канцлера; комплекс зданий парламента; парламентский туннель; здание государственной пресс-службы; группа зданий вокруг Бранденбургских ворот; Леертер Баанхоф (вокзал Леертер); Фернбаантуннель

(магистральный железнодорожный туннель); туннели метро и пригородных ж/д веток; центр фирмы Сони; строительный проект А+Т; здания компании Даймлер-Крайслер; Фернбаантуннель.

5.1. Здание Рейхстага

23 июня 1882 г. архитектор из Франкфурта Пауль Валлот выиграл конкурс на лучший проект здания Рейхстага. Торжественная закладка краеугольного камня была произведена 87-летним кайзером Вильгельмом I 9 июня 1884 г. Строительство Рейхстага осуществлялось по планам Валлота с октября 1883 г.

Отделка здания была завершена в 1908 г. Ко времени окончания второй мировой войны в апреле 1945 г. здание оказалось практически полностью разрушенным. По результатам изыскательских работ по определению инженерно-геологических условий, проведенных осенью 1883 г., была установлена адекватная плотность грунтов в южной части площадки и чрезвычайно высокая их пластичность в северной части. В соответствии с ситуацией первые элементы конструкции фундамента в южной части были заложены 26 июня 1884 г., тогда как на севере потребовались серьезные меры по усилению. Во время проведения работ по откопке в северной части площадки и в районе купола были обнаружены высокопластичные текучие грунты. Массы сплошного грунта с высоким коэффициентом внутреннего трения были выявлены с помощью зондирования и бурения на 4...5 м от поверхности (рис. 8).

Исторически использовались три различных типа конструкций фундаментов.

1. В районе расположения конструкций с меньшим весом была устроена фундаментная плита в виде сплошной подушки, а также ленточные фундаменты с глубиной заложения от 1,2 до 1,8 м при давлении на грунт 200...300 кН/м².

2. На южных угловых башнях с давлением на грунт приблизительно 600 кН/м² устраивались фундаменты неглубокого заложения с отметкой подошвы на 1 м от дневной поверхности при отметке уровня грунтовых вод 30 м от среднего уровня моря. Фундаменты устраивались под защитой деревянного ограждения.

3. В зоне распространения грунтов с ограниченной несущей способностью фундамент строился на деревянных сваях. Согласно архивным данным, в 1884 г. под основание купола в плотный гравий были забиты 2232 цилиндрических сваи диаметром 25 см и длиной 5 м до отметки 25,3 м от среднего уровня моря. Перед забивкой свай котлован был окружен стеной из деревянных щитов глубиной 5,2 м.



Рис. 8. Геотехническая ситуация под зданием Рейхстага

Сваи забивались в шахматном порядке с шагом 1 м между центрами в диагональных рядах. По сваям был положен бетонный фундамент толщиной 1,4 м с заглублением в него деревянных свай на 15 см. Нижний уровень бетонного фундамента находится на отметке 29,15 м от среднего уровня моря. Оба фундамента башен северного угла были построены по аналогии с фундаментами купола. В архивных документах упоминается длина свай от 2,5 до 4 м. Всего до конца 1884 г. были забиты 832 цилиндрические сваи.

Сочленение между смежными частями фундаментов, имеющими низкую отметку подошвы и несущими высокую нагрузку, и малонагруженными частями более мелкого заложения характеризуется постепенным изменением толщины фундамента и упорядоченной системой обратных арок в интересах экономии материала и равномерного перераспределения нагрузки на основание (рис. 9).

В 1995 и 1996 гг. был проведен отбор колонок, статические пенетрационные испытания и зондирование под зданием и в непосредственной близости от него. В результате испытаний было установлено, что на глубине до 25 м под Рейхстагом залегают пески мелкой и средней крупности с малым содержанием

ем пылеватых частиц. Уровень грунтовых вод (рис. 10) достигает 1...2 м под подвалом на отметке 31 м от среднего уровня моря. Исторические данные об уровне грунтовых вод за последние 100 лет свидетельствуют о его серьезном понижении (максимум до 10 м) между 1936 и 1942 гг. Водопонижение проводилось в рамках подготовительных мероприятий по сооружению подземных транспортных систем. Таким образом, деревянные сваи под зданием Рейхстага находятся над уровнем грунтовых вод в изменившихся за этот период условиях.

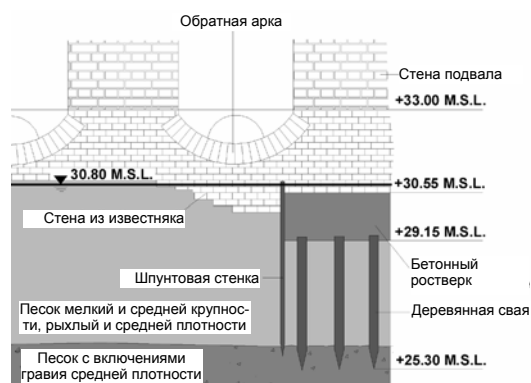


Рис. 9. Исторический фундамент с обратными арками и деревянными сваями

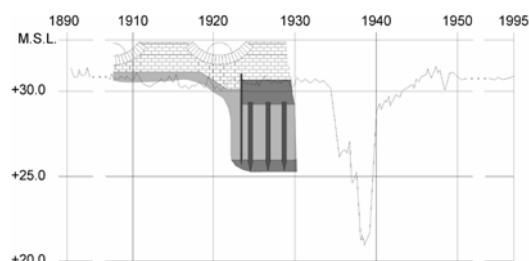


Рис. 10. Линия уровня грунтовых вод

Несущая способность деревянных свай и окружающего грунта была проверена в 1996 г. испытанием статической нагрузкой в специально откачанном котловане размером 3,8 x 6,3 x 2,3 м в центральной части здания Рейхстага (рис. 11).

Были откопаны 24 головы деревянных свай, семь из которых были испытаны статической нагрузкой. Наблюдаемое расположение свай и их диаметр совпадали с данными архивных документов. Одна свая использова-

лась для испытания на выдергивание после испытания под давлением.

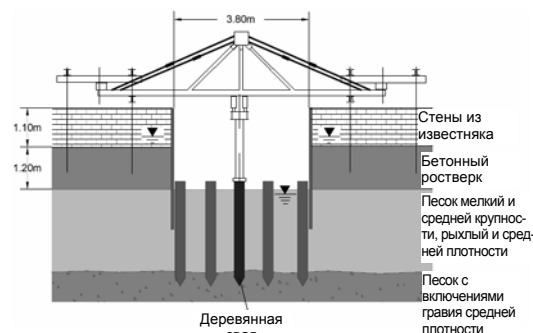


Рис. 11. Испытательный котлован в центральной части (поперечное сечение)

Испытания статической нагрузкой показали, что при длине 4 м деревянные сваи несут 200...300 кН при осадке головы сваи в 4 см (рис. 12). Значение предельного трения по стволу при испытании на выдергивание составило 13 кН/м². При осадке опытного штампа 4 см было мобилизовано среднее контактное давление 600...800 кН/м² (рис. 13).



Рис. 12. Испытание деревянной сваи статической нагрузкой

Долгосрочная работоспособность свай проверялась в ходе макро- и микроскопических испытаний в лабораторных условиях.

Здание Рейхстага (130 x 90 м) с его четырьмя массивными угловыми башнями высотой 36 м и площадью 20 x 20 м каждая было преобразовано в место заседаний германского парламента (бундестага) согласно чертежам сэра Нормана Фостера. Все работы были завершены, и реконструкция ознаменовалась возведением нового стеклянного купола. Пол подвала был опущен на 1 м, до

отметки приблизительно 32 м выше среднего уровня моря. Во время перестройки и реконструкции значительно изменилась нагрузка. В общей сложности было удалено 500 МН нагрузки от веса конструкций. При возведении новых конструкций прибавилась нагрузка в 590 МН. Общая нагрузка от веса здания после завершения реконструкции равняется 1850 МН.

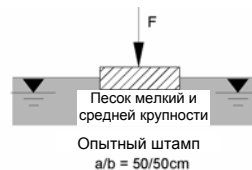


Рис. 13. Испытание статической нагрузкой жесткого штампа

С учетом грунтовых условий и положительных результатов испытаний деревянных свай была принята концепция фундамента, сочетающего новые и старые элементы. К упоминавшимся старым элементам были добавлены следующие новые:

1. Для центральной части с залом пленарных заседаний и куполом был сооружен новый фундамент на 90 инъектированных по всей длине ствола буронабивных сваях диаметром 90...150 см и длиной от 15 до 27 м.
2. Небольшие инъектированные буронабивные сваи с инъектированной частью в плотно спрессованном песке использовались для выравнивания осадок новых конструкций с деформациями старых, а также для уменьшения дополнительных нагрузок на активно используемые части старого фундамента неглубокого заложения.
3. При глубокой откопке (например, при устройстве лифтовых шахт или понижении пола подвала) старые неглубокие фундаменты

защищались методом реактивной струи на больших площадях.

Все работы нулевого цикла были проведены за период с мая по июль 1996 г.

Было запроектировано 90 свай диаметром 90, 120 и 150 см и длиной от 15 до 27 м. Все сваи диаметром 120 и 150 см и некоторые сваи диаметром 90 см были инъецированы по всей поверхности ствола (рис. 14).



Рис. 14. Поперечное сечение с элементами фундамента

Сваи были забурены под дополнительным давлением воды, и бетон закачан после расчистки дна скважины и установки армокаркаса способом вертикально перемещаемой трубы. При инъецировании поверхности использовалось в среднем 100 кг цемента на метр сваи. В общей сложности было изготовлено 58 малых инъецированных буронабивных свай длиной от 15 до 22 м и диаметром скважины 140 мм. Сваи устанавливались методами замещения грунта и ударного бурения. После установки воспринимающего нагрузку элемента и заполнения цементным раствором сваи инъецировались при одновременном постепенном извлечении по метру обсадной трубы. На двух специально изготовленных сваях было проведено испытание статической нагрузкой. При максимальной нагрузке в 1600 кН и максимальной деформации примерно 2 см предельная несущая способность трения по поверхности ствола сваи составила примерно 300 кН/м².

Для усиления фундамента методом реактивной струи, что должно было обезопасить старые элементы фундамента, было установлено примерно 3000 м³ усиливающих элемен-

тов. Целесообразность применения технологии *Soilcrete-S-method* была предварительно доказана устройством трех пробных колонн с последующей откопкой. Ведение работ нулевого цикла постоянно контролировалось специалистами-геотехниками.

5.2. Парламентский туннель

В настоящее время идет строительство туннеля длиной 400 м, который соединит здания парламента, а также свяжет подземную стоянку и зоны снабжения с автотрассой. Туннель состоит из массивной железобетонной рамы в форме прямоугольника шириной примерно 12,5 м и максимальной высотой примерно 6,5 м в южной части, которая на протяжении почти 300 м идет практически параллельно реке Шпрее и соединяет Пауль-Лёбе-Хаус, здание Рейхстага и Якоб-Кайзер-Хаус (рис. 15). В районе ул. Эберштрассе туннель построен в форме моста, под которым должна пройти планируемая ветка метро S21. Северная часть туннеля длиной приблизительно 100 м пересекает реку Шпрее и соединяется с Мари-Элизабет-Людерс-Хаус. В южной части пол туннеля находится на уровне примерно 12...16 м ниже дневной поверхности и на 9...13 м ниже уровня грунтовых вод. Северная часть туннеля находится примерно на 9 м ниже дна реки Шпрее.

Туннель разделен на 8 секций и сооружается открытым способом. Используется щадящая технология по отношению к системе грунтовых вод за счет устройства водонепроницаемых панельных стен и дна туннеля. В качестве вертикальной уплотнительной системы были установлены инъецированные стены в грунте, железобетонные и однофазные переборки, укрепленные анкерами и шпунтовыми сваями.

Горизонтальная герметизация котлована выполнена с помощью приподнятых, заанкерowanych и инъецированных секций герметичного дна. В некоторых местах вместо приподнятых секций инъецированного дна устанавливались заанкерованные секции из подводного бетона. В районе пересечения с будущей веткой S21 горизонтальная гидроизоляция осуществляется с помощью глубокого заанкерованного инъецированного дна,

которое также будет герметичным для его успешного сочетания с планируемой проходкой туннеля S21 под ним.



Рис. 15. Общий вид проекта

Строительные секции разделены поперечными переборками, чтобы уменьшить число повреждений в чрезвычайной ситуации. Под полом туннеля герметизирующие переборки состоят из бетонных цоколей, на крыше туннеля используются плотно пригнанные щиты, а по сторонам – герметичные профили в комбинации с саморасширяющимися прокладками. Чтобы избежать неравномерных осадок, на нижних стыках туннеля были установлены шарниры, которые будут воспринимать перекрестные усилия (рис. 16).

Достаточность герметизации проверялась в каждом котловане до начала его откопки через пробное понижение грунтовых вод внутри шпунтовой перемычки. Уровень грунтовых вод отслеживался с помощью при-

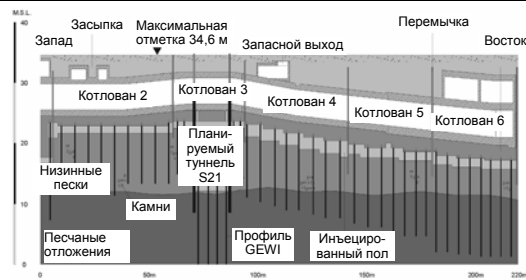


Рис. 16. Продольное сечение туннеля параллельно Шпрее

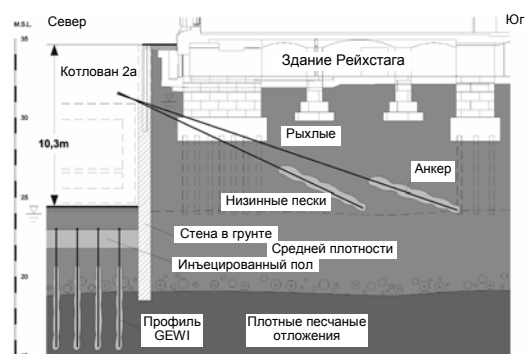


Рис. 17. Котлован, связующий туннель и здание Рейхстага

боров-пьезометров. Если будет обнаружена протечка или большое количество воды просочится в котлован, до откопки котлована должны быть приняты соответствующие меры.

На рис. 17 представлен котлован глубиной 10 м для устройства связи между строящимся туннелем и зданием Рейхстага. Ограждение котлована проектировалось на основе испытаний давления грунта в состоянии покоя

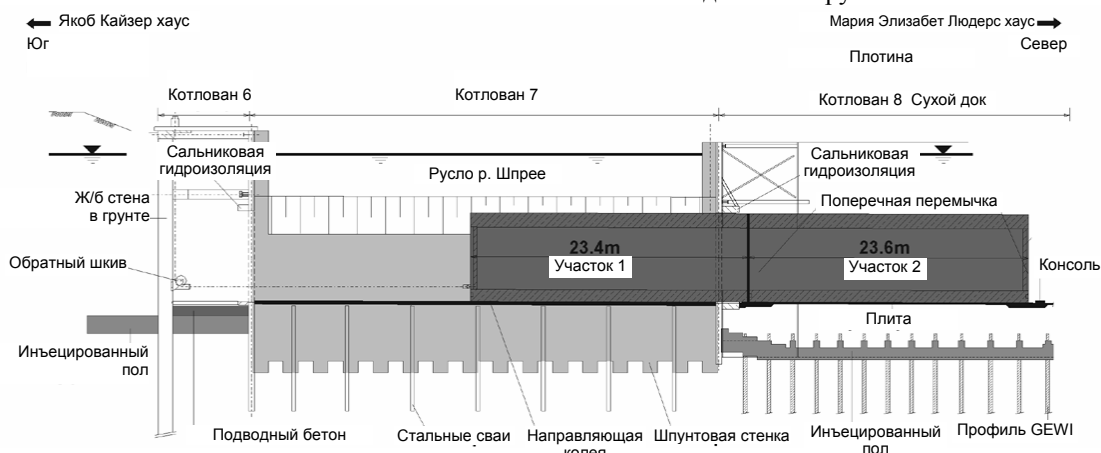


Рис. 18. Продольное сечение (пересечение реки Шпрее)

и в данном случае состояло из стенки-диафрагмы в грунте толщиной 0,8 м, укрепленной анкерами и уходящей примерно на 6 м ниже уровня дна котлована.

Часть туннеля длиной 47 м, проходящая под рекой Шпрее, выполнялась по альтернативному проекту, предложенному компанией *Ed. Züblin AG*. Она была разделена на два сегмента (длиной 23,4 и 23,6 м, которые поочередно сооружались в сухом доке (котлован 8) к северу от реки Шпрее. После изготовления первого сегмента его должны были поместить в подготовленную шахту под рекой таким образом, чтобы его северный конец оставался в сухом доке. У поперечной перемычки, установленной между сухим доком и рекой Шпрее, был надувной сальник, который герметизировал зазор между конструкцией туннеля и шпунтовым ограждением.

Затем был изготовлен второй сегмент и соединен с первым в сухом доке. В завершение оба сегмента заводятся под реку Шпрее по стальным шпалам с поперечным контррельсом, лежащим на забитых стальных сваях. После установки обоих сегментов в окончательное положение пустое пространство между полом туннеля и дном котлована инъецируется бетоном из туннеля. Поперечное пространство между стенами туннеля и шпунтовым ограждением также заполняется бетоном.

Общая адекватность несущей системы *инъецированное дно – профиль GEWI – грунт* была доказана пробными колонками и испытанием на отрыв профилей GEWI до начала откопки.

После протечек в инъецированном полу, вероятно, произошедших из-за концентрации в грунте частиц древесины и бурого угля, было принято решение увеличить толщину пола до 2 м.

5.3. Центр Сони

Строительная площадка центра Сони общей площадью 30000 м² расположена на Потсдамской площади. Проект включает возведение комплекса зданий, в том числе и многоэтажного. По периметру площадки был откопан котлован на глубину 15 м от дневной поверхности, где должны будут разместиться торговые места, подземные помещения и

автостоянки. Объем откопанного грунта равнялся приблизительно 400000 м³.

Подпорные стенки состоят из переборок, заполненных гидросмесью цемента и бентонита, и шпунтов в верхних двух третях стенки. Вдоль бывшей гостиницы «Эспланада» и перемещенного канала Кайзерканал были устроены стены в грунте из монолитного железобетона толщиной 80 см (рис. 19). Стены должны были опускаться на глубину 30 м и соединиться с гелевым дном. Такая большая глубина гелевого дна потребовалась для того, чтобы удержать коэффициент безопасности при воздействии архимедовой силы на фундамент хотя бы на уровне 1,1.



Рис. 19. Общий план котлована для центра Сони

Плита основания была укреплена анкерами по всей площади. Это обусловлено тем, что в некоторых местах здания площадью 30000 м² не будет достаточного собственного веса конструкции даже на финальной части строительства, чтобы противостоять гидростатическим подъемным силам. Кроме того, это снижало фильтрацию, и таким образом отпала потребность в выкачивании воды после заливки дна на определенной ограниченной захватке.

Вдоль подпорных стен были устроены анкера, замоноличенные цементным раствором и состоящие из стальных стержней диаметром 63,5 мм, установленных с шагом 10 м. На других частях площадки в качестве растянутого элемента были устроены вибрационные и инъецированные сваи из широкополочного двутавра (H-piles) длиной 13,4 м с сечением 200 x 200 мм. В общей сложности было устроено 1700 свай с допустимой нагрузкой 1000 кН и контрольными усилиями до 2100 кН. Подпорные стенки были закреплены

с использованием 1500 инъектированных анкеров с допустимой нагрузкой 1000 кН.

Беспокойство вызвала герметичность гелевого дна по всей площади в 30000 м². Гелевое дно было инъектировано через пластиковые трубы, установленные в вертикальные пробуренные скважины. Длина каждой скважины составляла 30 м, а промежуток между ними – 2,5 м², чтобы получились инъектированные линии. Для сведения риска протечки к минимуму и более раннего проведения работ по откопке площадь котлована была разделена на секции с помощью переборки глубиной 30 м. В случае просачивания воды потребуются инъектировать котлован только в месте протечки. После устройства гелевого дна в одной из секций проводилась пробная откачка воды, результаты которой показали, что у гелевого дна нет дефектов, и количество протечек было небольшим.

Другим серьезным вопросом было химическое воздействие инъектирования гелем. Так как основной жидкий реагент имеет кремнистый состав (жидкое стекло), никакого негативного влияния со стороны этого материала не обнаружилось. Отвердитель содержит натриево-алюминиевые соединения, которые вступают в реакцию с жидким стеклом и образуют гель. В последние годы проводились интенсивные исследования влияния геля на окружающую среду. Было обнаружено, что при большом содержании алюминия оставшаяся его часть подвергается дополнительно окислению в условиях грунтовых вод. В Берлине с большой осторожностью относятся к химическому инъектированию из-за возможного загрязнения окружающей среды, поэтому было решено сделать бетонное дно толщиной 5 м под толстым гелевым дном, чтобы свести к минимуму контакт геля с грунтовой водой. В процессе тщательного химического анализа грунтовых вод вокруг котлована загрязнения обнаружены не были.

В отличие от работ на предыдущих площадках откачка грунтовой воды посредством глубоких колодцев, расположенных в подзонах, оказалась сложной задачей. Большинство колодезных фильтров были забиты в течение 24 ч с начала откачки воды, в то время как на других площадках откачивали сотни литров просачивающейся воды без каких-либо про-

блем. Причины такого явления пока не объяснены.

Внимательно изучено также влияние на 15-метровую подпорную стенку устройства свай из широкополочного двутавра, которые устанавливались в дно котлована путем вибропогружения. Результаты мониторинга в выбранной секции показали, что произошло смещение стены на 5 см при погружении свай на расстоянии 10 м от нее. Чем меньше было расстояние до стены, тем большие подвижки были зарегистрированы. Поэтому было принято решение установить буронабивные анкера в радиусе 10 м от подпорной стены. Такая стратегия привела к минимальным смещениям, равным 1,3 см.

Все работы нулевого цикла, включая откопку 400000 м³ грунта и заливку фундаментной плиты площадью 30000 м², были проведены в течение 12 месяцев.

Решающими при выборе типа фундамента здания (в данном случае свайно-плитного) были, во-первых, близость к железнодорожной станции Потсдамер Платц и, во-вторых, наличие слоя валунной глины, которая начинается на отметке 11...12 м от дневной поверхности. Здание создало контактное давление, превышающее 1000 кН/м² по краям. Под слоем валунной глины мощностью 2...5 м, консистенция которой изменяется от жесткой до тугопластичной, находится слой песка плотного и средней плотности (рис. 20).

Фундаментная плита толщиной 1,5...2,5 м опирается на 44 сваи диаметром 1,5 м и длиной от 15 до 25 м. Во время строительства сваи должны были противостоять архимедовой силе, действующей на фундамент, погруженный в грунтовые воды на 9 м (рис. 21).

Полевые испытания статической нагрузкой послужили основанием для проектирования свайно-плитного фундамента (рис. 22). Для испытания была выбрана свая длиной 23 м (d=88 см), на верхние 11,6 м которой была надета муфта, чтобы избежать трения по стволу сваи. До проведения моделирования методом конечных элементов были просчитаны характеристики несущей способности. Полученный график давлений – осадок не выходит за рамки расчетных показателей.

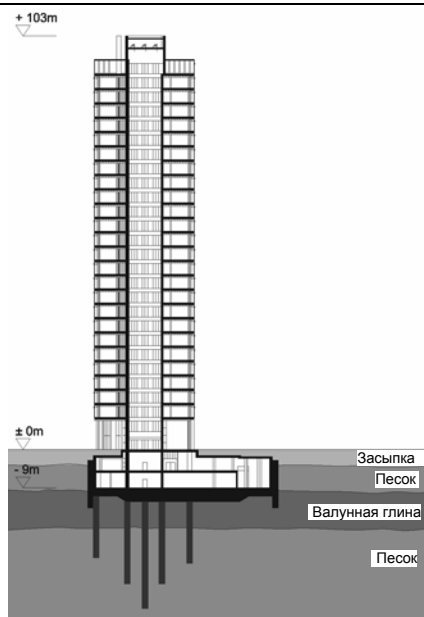


Рис. 20. Поперечное сечение центра Сони

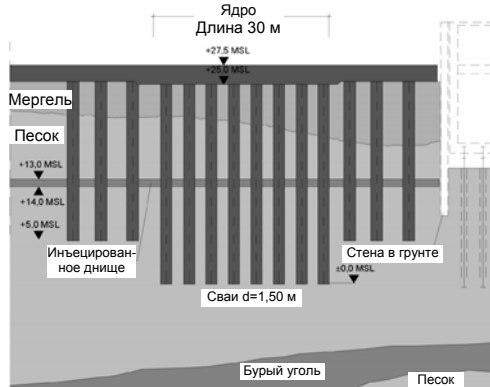


Рис. 21. Сечение фундамента – центр Сони

По окончании строительства в ноябре 1999 г. осадки здания достигли 2,8 см в зоне ядра (рис. 23), в то время как по прогнозу они должны были составить 3 см от веса конструкций и 5 см в эксплуатационном режиме. Интересно отметить снижение осадок сначала в июле–августе 1998 г., а затем с декабря 1998 г. по июль 1999 г. Причиной этого могли стать поднятие уровня грунтовых вод (о котором у авторов нет подробной информации), потеря эффективной нагрузки от здания или независимое смещение зафиксированных геодезических точек, чего тоже нельзя исключить, особенно в условиях активного строительства в районе Потсдамер Платц.

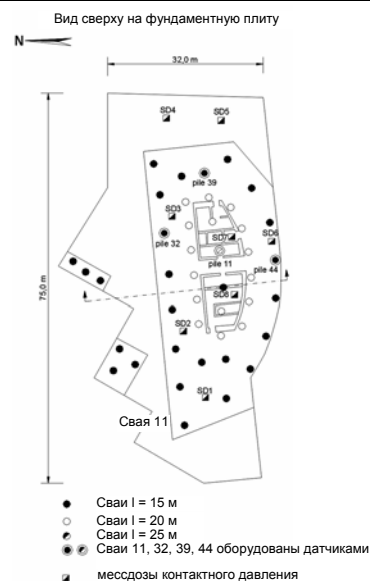


Рис. 22. Чертеж элементов фундамента

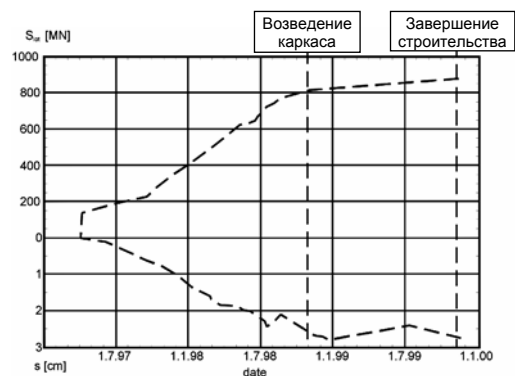


Рис. 23. Изменения общей нагрузки здания и осадки в зоне ядра здания с течением времени

5.4. Комплекс зданий А+Т

По проекту комплекс А+Т Потсдамер Платц-Паркколлоннаден занимает 15000 м², основное 12-этажное здание площадью 1800 м² было возведено на части площадки. Здание стоит над туннелем метро и несет на себе железнодорожный прогон пригородной электрички, расположенный на высоте 11 м. Чрезвычайно большая нагрузка от здания (с максимальным значением 120 МН), обусловленная геометрическими условиями, была перераспределена благодаря использованию инъектированных свай и элементов стен-диафрагм максимальной длиной 46 м в примыкании к существующим туннелям. При этом произошли лишь очень незначительные

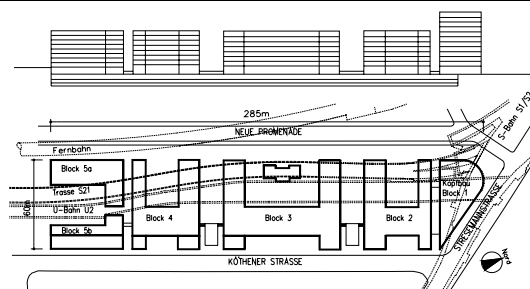
осадки. Таким образом, осадки здания остались в рамках прогнозируемого значения (примерно в 2 см), а смещение прилегающих туннелей произошло на незначительную величину (< 1 см).

Близко к дневной поверхности грунт состоит из насыпного слоя мощностью 2...6 м, под которым находятся осадочные породы четвертичного периода, уходящие на глубину 25...35 м, состоящие из песка, гравия и валунной глины, наслоившихся во время Вайхзельского ледникового периода, а также песков и гравия от Саальского ледникового периода. Под ними находится слой третичных грунтов в виде бурого угля с песком и пылеватых углесодержащих пород мощностью 0,3...3,3 м. Две скважины, пробуренные на глубину 70 м от дневной поверхности, показали, что слои бурого угля и пылеватых углесодержащих пород находятся на отметках 42...45 м, 54...57 м и 63 м ниже дневной поверхности.

Гидрогеология здесь характеризуется двумя водоносными горизонтами, которые разделяются слоем валунной глины между 10 и 18 м от дневной поверхности. На более широкой территории эти горизонты соединяются, так как разделяющий их слой валунной глины подвергается эрозии ледникового происхождения. В среднем водоносный горизонт находится на отметке 31 м от среднего уровня моря, т. е. 3...4 м от дневной поверхности.

На рис. 24 показана линия метро U2, которая проходит почти по центру строительной площадки комплекса на длину 285 м. Более того, планируется построить новую ветку S21 к западу от существующей. Кроме присоединенной железнодорожной пригородной линии, планируется также присоединение линии метро U2 (рис. 25). У северной границы площадки ниже основного здания проходят железнодорожные ветки S1/S2, здание как бы «нависает» над ними примерно на 11 м.

Блок 1 (основное здание) является 12-этажным. На рис. 26 показано, как здание возводилось на предварительно-напряженных бетонных балках. Они охватывают все три фундамента подземной стоянки и козырьков над существующими туннелями линий метро.



обрушение всего здания. Оставшиеся блоки здания будут возведены над трехэтажной подземной стоянкой восточнее подземного туннеля.

В непосредственном примыкании находятся туннели метро и пригородного сообщения, причем общая нагрузка на основание достигает порядка 80...120 МН. Из-за необходимости получения согласований и разрешения от администрации железной дороги была установлена отметка критических вертикальных деформаций в 2 см. Это включает деформации во время строительства, например устройства переборок и свай.

Чтобы определить, как поведет себя под нагрузкой свая, инъецированная по поверхности, были проведены соответствующие испытания. Хотя диаметр свай здания 106 см и максимальная длина – 46,5 м от дневной поверхности, испытания проводились на свае диаметром 88 см, чтобы лучше контролировать испытательную нагрузку. Тестовая свая была забурена на глубину примерно 25 м ниже уровня подошвы фундамента, или 27,5 м от дневной поверхности. Последние 10 м сваи находились в плейстоценовых песках и были инъецированы по поверхности. В верхней части сваи трение по стволу снималось при помощи муфты.

На рис. 27 видно развитие осадок от нагрузок, а на рис. 28 показана окончательная ситуация.

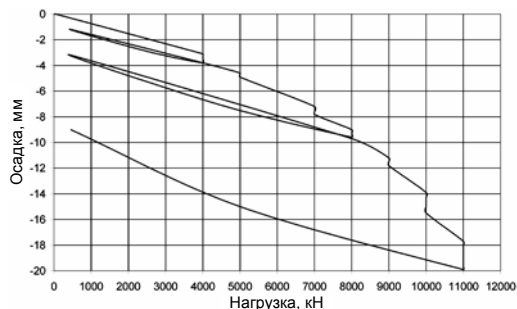


Рис. 27. Результаты испытаний свай

В восточной части было устроено 15 свай с пятой на отметке от –14 до +6 м от среднего уровня моря. Параллельно железнодорожной ветке была устроена стена в грунте толщиной 1,5 м, длина ее варьировалась от 32 до 45 м в зависимости от нагрузки. Длина свай в западной части – от 25 до 37 м ниже дневной по-

верхности. Инъецирование по поверхности ствола выполнялось на глубину 10 м (от отметки 0 до 10 м от среднего уровня моря), т. е. в промежутке между фундаментами железнодорожной ветки, находящимися на отметке 19 м, и самым верхним горизонтом бурого угля с отметкой 7 м. Вертикальная нагрузка на сваю в восточной части равняется максимум 10 МН, в западной части – 9 МН на сваю и 8,4 МН/м для стены в грунте.

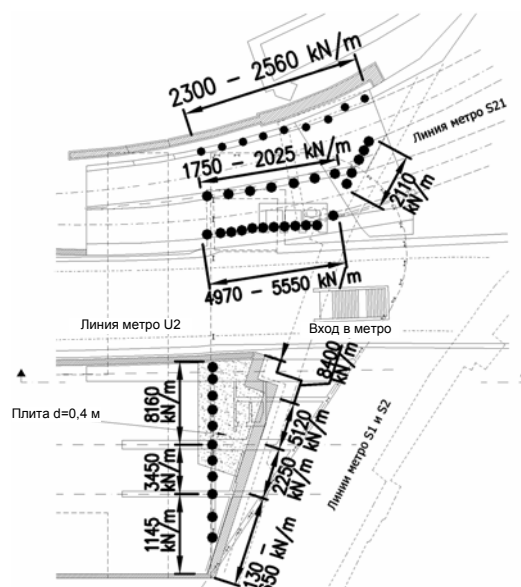


Рис. 28. План элементов фундамента с указанной нагрузкой

Длина свай варьировалась, для того чтобы пята самых коротких свай находилась над первым слоем бурого угля с пылеватым грунтом, а пята свай, несущих большую нагрузку, находилась между первым и вторым слоями бурого угля с пылеватым грунтом.

Предполагаемые вертикальные смещения были рассчитаны с применением метода конечных элементов для отдельных частей системы, метода, учитывающего коэффициент постели для всей восточной и западной системы с добавлением параметров жесткости, которые учитывали глубокие элементы фундамента. Использовались также общепринятые методы расчета смещений в соответствии с техническими правилами DIN 4019. Полученные результаты показали, что можно ожидать максимальных осадок от 1,0 до

2,5 см. Ожидаемая осадка железнодорожного туннеля составит примерно 1,0...1,5 см.

Проверка устойчивости фундамента проводилась согласно техническим правилам устройства свайно-плитных фундаментов при помощи анализа всей системы свай-переборки-плиты с использованием МКЭ. Для этой цели нагрузка была взята в два раза больше рекомендуемой техническими правилами. Осадки здания измерялись по восточной стене корпуса основного здания (8 геодезических марок) и по западной (3 геодезических марки) (рис. 29). Кроме того, производилось геотехническое компьютерное отслеживание в реальном времени.

Осадки составили по восточной части здания от 1,5...1,7 см, а по западной – 1,7...1,8 см. Деформации железнодорожного туннеля не превысили 1,0 см. Сравнение реальных деформаций с прогнозируемыми (<2,5 см для здания и 1,5 см для туннелей), вызванными адекватной нагрузкой, демонстрирует разумную корреляцию.

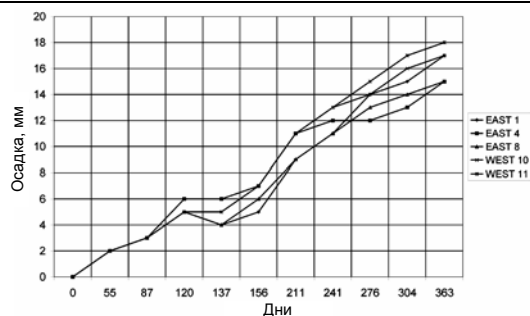


Рис. 29. Изменение осадок во времени

5.5. Главный железнодорожный туннель – магистральный туннель (Fernbahn Tunnel)

Магистральный железнодорожный туннель, состоящий из 4 труб, пересекает Берлин по линии север–юг. В центральной части города туннель проходит под железнодорожной станцией Леертер и рекой Шпрее, далее – между зданиями резиденции канцлера и Рейхстагом, под зоопарком Тьергартен по направлению к Потсдамской площади и далее – на юг (рис. 30, 31).

Проекты и грунтовые условия, в которых они выполнялись, были уже описаны, поэтому мы представляем их в упрощенном виде. Для

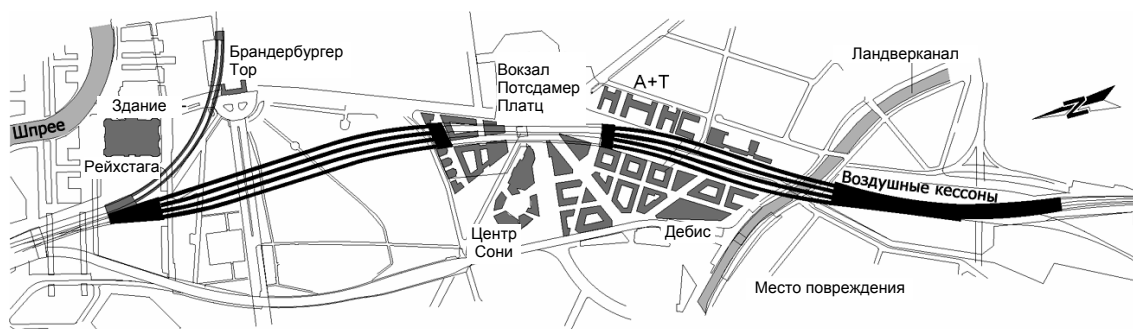


Рис. 30. Железнодорожный туннель (план площадки)

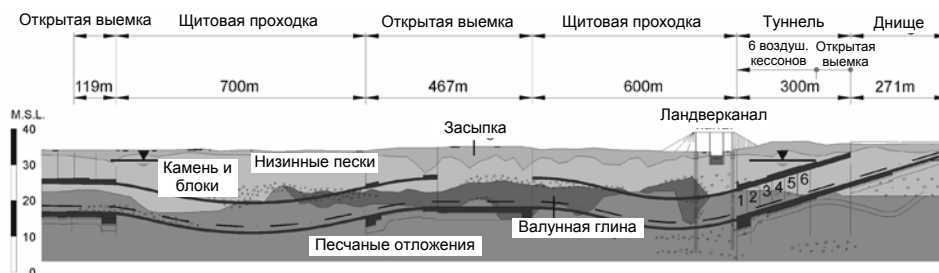


Рис. 31. Туннель Fernbahn (поперечный разрез)

каждой трубы было пробурено в общей сложности 1300 м при помощи комбинированного туннелепрокладчика. Все остальные конструкции были построены различными открытыми методами в водонепроницаемых котлованах.

Перед Ландсверканалом под сжатым воздухом были устроены 6 кессонов (рис. 33).

5.6. Туннель «БЭВАГ»

Для долгосрочного обеспечения электроэнергией, а также соединения ранее разделенных систем энергоснабжения компания БЭВАГ строит линию электропередачи мощностью 380 кВт от трансформаторной подстанции (ТП) Митте на станции Берлин-Тиергартен до подстанции Фридрихсхайн на станции Берлин-Пренцлауэр Берг. Обозначенная линия проходит через старый город и затрагивает районы Тиергартен, Кройцберг, Миттэ, Фридрихсхайн и Пренцлауэр Берг. Длина линии мощностью 380 кВ составит 6,3 км, при этом она должна пройти сквозь туннель диаметром 3 м. Туннель делится на 4 прогона (VL1 – VL4). После окончания строи-

тельства и прокладки проводов вспомогательные шахты будут использованы в качестве технических отсеков, эвакуационных выходов и вентиляционных каналов.

С подстанции Миттэ (нулевой км) до станции Ауэр-Драйэк (5,5 км) туннель проходит через слои древней ледниковой долины, а от Ауэр-Драйэк до Фридрихсхайн (5,5... 6,3 км) – через слои плато Барним.

Верхние слои насыпного грунта и органических отложений эпохи голоцена в зоне ледниковой долины сменяются песками и гравием, перемежающимися с включениями валунной глины. Под ними залегают ледниковые пески и гравий, также перемежающиеся частично с валунной глиной, а частично с пылеватыми грунтами и глинами. Слои плейстоцена сменяются третичными отложениями, состоящими в основном из бурого угля, переходящими в глины и пески миоцена. Кроме насыпного грунта и речных песков в верхних слоях, плато Барним состоит из отложений валунных и ленточных глин. Под этими слоями – талый песок и гравий, а также подстилающие их отложения, идентич-



Рис. 32. Комбинированный туннелепрокладчик

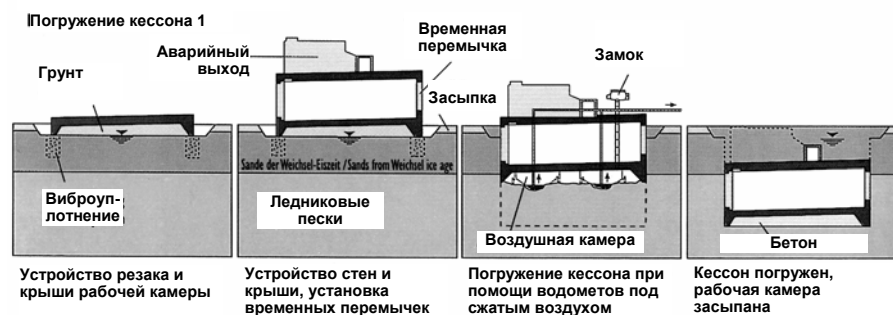


Рис. 33. Погружение кессона

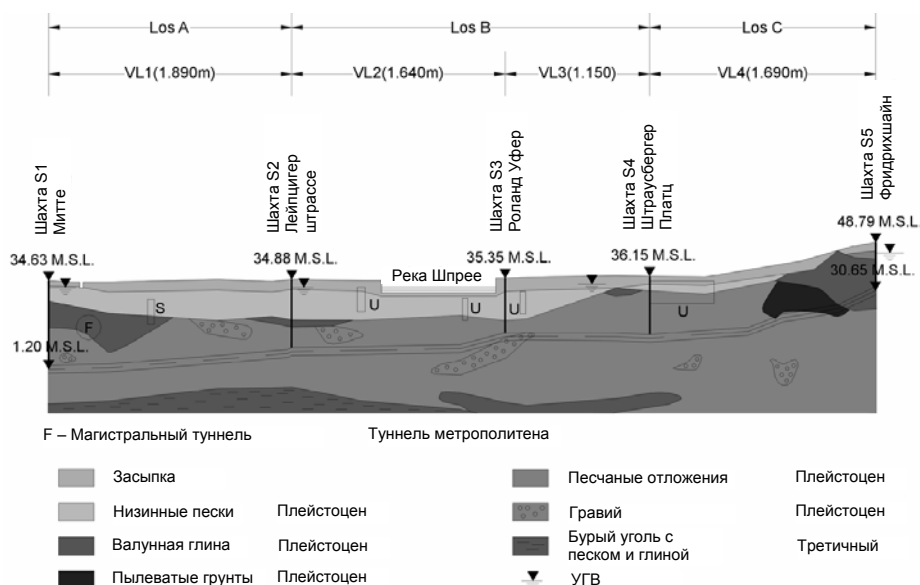


Рис. 34. Продольный геотехнический разрез

ные стратификации вышеописанной ледниково-вой долины.

Водоносный слой в Берлине состоит из широкого слоя речных и ледниковых песков большой мощности эпохи плейстоцена. Уровень грунтовых вод в ледниковой долине находится между отметками +31 и +32 м от среднего уровня моря, т.е. приблизительно на 3...4 м ниже поверхности. По направлению к плато он поднимается до отметки +34,4 м от среднего уровня моря (секция Фридрихсхайн). Грунтовые воды в ледниковой долине безнапорные, в то время как на плато под слоями валунных глин – напорные. На плато Барним грунтовые воды могут встречаться на горизонтах выше валунных глин.

Следовательно, давление грунтовых вод на туннель составляет примерно 29 м на шахте 1 (начало участка А – секция Миттэ) и приблизительно 12 м на шахте 5 (конец участка С – секция Фридрихсхайн).

Туннель проходит в уровнях между 33 м (шахта 1) и 18 м (шахта 5) от уровня дневной поверхности, в основном, под улицами или водными артериями, а местами – под секциями существующих транспортных магистралей (метро/железнодорожными туннелями) и территориями с плотной городской застройкой. Прогоны туннеля VL1 и VL3 были пройдены с помощью туннелепрокладчика

(при поддержке бетонитового раствора) компании «Херренкнехт» (рис. 35).



Рис. 35. Щит смешанного типа

Секция VL 4 была проложена с помощью туннелепрокладчика компании «Бессак», работающего с помощью сжатого воздуха (рис. 36).

Начальная шахта для туннелепрокладчика показана на рис. 37. В результате применения новой концепции проходка не сопровождается понижением грунтовых вод, исключая тем самым потенциальное негативное влияние на окружающую среду.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Грунтовые условия Берлина характеризуются различными сочетаниями ледниковых и речных отложений (галыки, песка и гравия),

а также напластованиями валунной глины и приповерхностным уровнем грунтовых вод. В таких условиях глубокие котлованы и фундаменты глубокого заложения представляют собой геотехническую проблему не только из-за высоких грунтовых вод. Поскольку водопонижение негативно влияет на исторические здания с деревянными элементами в фундаментах, его проведение в широких масштабах запрещено городскими властями. Очень строгие правила в этом отношении побудили геотехников искать иные методы, исключающие поступление воды в котлованы.



Рис. 36. Щит из сжатого воздуха – компания «Бессак»

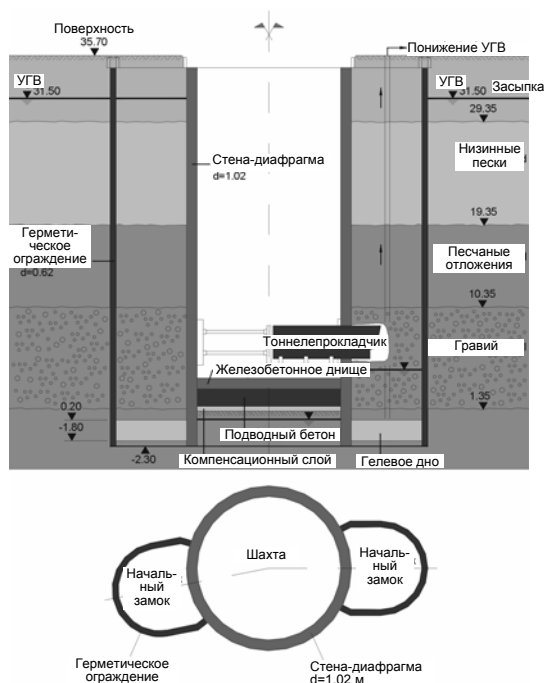


Рис. 37. Начальная шахта

В статье описаны некоторые из предложенных технологий, а также несколько реальных объектов, где была использована та или иная технология. В Берлине из водонепроницаемых котлованов наиболее популярны котлованы корытного типа. Схема управления грунтовыми водами, подобная организованной в Берлине, является необходимым средством, в особенности для крупномасштабных проектов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Borchert Dr.-Ing. K.-M., Karstedt Dr.-Ing. J. 1996. Geologische, hydrologische und bauliche Aspekte für das Bauen im Grundwasser. VDI Berichte, vol. 1246, pp. 143 – 183.
2. Нуссбаумер М. 1998. Massive Big Digging in the Center of Berlin. ASCE convention, Boston.
3. Quick H., 1996. "Reichstag"-building, Berlin: Interaction between the historical and the new foundation. The international symposium on geotechnical engineering for the preservation of monuments and historic sites – Napoli / Italy.
4. Quick H., Katzenbach R. 1996. Das Grundwassermanagement für die Parlaments- und Regierungsbauten und Verkehrsanlagen im Spreebogen Berlin. VDI-Berichte, vol. 1246, pp. 109-141.
5. Quick H., Hoffmann H., Behr U. 1999. Design and construction of the tunnel between Reichstag-building and the new Parliament-buildings in Berlin. Geotechnical engineering for transportation infrastructure, vol. 3, pp. 2101 – 2106.
6. Quick H. 1997. BEWAG-Tunnel, Berlin 380-kV-Kabelverbindung UW-Mitte nach UW-Friedrichshain. Nachhaltige Wasserwirtschaft beim Eingriff in das Grundwasser, Erich Schmidt-Verlag
7. Reul O. 2000. In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 53.
8. Reuter O. 2001. Potsdamer Platz 1994 – 2001. Berlin. Luftbildverlag.
9. Richter Th., Savidis S., Katzenbach R., Quick H. 1996. Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand. Baugrundtagung, Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., pp. 129-146.
10. Richter Th., Reul O., Arslan U. 1998, Setzungen hoch belasteter Gründungen in Berliner Böden - Vergleich von Tief- und Flachgründungen in Berechnung und Messung. Baugrundtagung, Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. pp. 601 - 613.
11. Richter Dr.-Ing. Th., Pekoll O.-H. 2003. Bauung A + T Potsdamer Platz – Mantel- und fußverpresste Bohrpfähle und Schlitzwandlamellen. Pfahl-Symposium, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, pp. 331 – 350.