

ПРИМЕНЕНИЕ МИКРОСВАЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ ИСТОРИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ ПОД НИМИ

Х. БРАНДЛЬ – профессор Института механики грунтов и геотехнического строительства Технического университета, г. Вена, Австрия.

Применение микросвай позволяет усилить фундаменты существующих зданий в очень стесненных условиях, в том числе вести работы из подвалов или микротоннелей в любых направлениях. Описываются различия между традиционными группами свай, перекрестными группами свай и армирующими стенами. Практическое применение этих конструкций иллюстрируется примерами.

1. ВВЕДЕНИЕ

Микросваи с успехом применяются для усиления фундаментов исторических зданий при их реставрации или усилении, или в связи с откопкой глубоких котлованов, строительством подземных сооружений и т. п. Для устройства микросвай требуется небольшая рабочая площадь, поэтому такие сваи могут выполняться в стесненных условиях, причем работы можно вести в любом направлении.

Существует несколько микросвайных систем (рис. 1). Данная работа посвящена типу D, который создает очень большое трение по поверхности ствола, улучшая связь с прилегающим грунтом. Эти корневидные сваи применялись с 60-х годов, в основном, в Италии, Австрии и Германии (См.: Lizzi, 1977, 1978; Brandl, 1970, 1988).

Диаметр этих свай варьирует от 8 до 30 см (обычно 15...25 см), и скважины для них можно бурить даже сквозь слой старого железобетона. При извлечении обсадной трубы бетон в свае (обычно железобетон) спрессовывается под воздействием сжатого воздуха.

Обширный опыт и многочисленные данные, полученные после многолетнего мониторинга, позволяют считать эту технологию самой надежной при условии, что и проект, и работы выполнены надлежащим образом.

© Н. Brandl, 2003

2. ОБЫЧНЫЕ И ПЕРЕКРЕСТНЫЕ ГРУППЫ СВАЙ

Микросваи, особенно корневидные сваи, используются в обычных, перекрестных группах и для устройства армирующих стен. Перекрестные и армирующие системы – это составные конструкции, которые ведут себя примерно, как квазимонолит. В результате корневидные сваи применимы не только для усиления фундамента, но и для обеспечения устойчивости откосов, укрепления тоннелей и устройства подпорных сооружений.

На рис. 2 и 3 показано усиление основания исторического моста в Вене (первый в Австрии мост из предварительно-напряженного железобетона). Конструкция представляет собой 4-полевую раму длиной 60 м, обладающую статической чувствительностью. При усилении не было отмечено неравномерных осадок старой конструкции. По мосту проходят несколько железнодорожных путей недалеко от центрального вокзала Вены. Подземный переход под мостом и два тоннеля метро могли вызвать недопустимые неравномерные осадки, поэтому в качестве первичного стабилизирующего элемента были установлены корневидные сваи; инъекционный метод усиления арки над крышей тоннеля рассматривался только как вторичный. Во время осторожного устройства корневидных свай произошли осадки $s \leq 6$ мм, а прокладывание дополнительного тоннеля (со щитом) привело

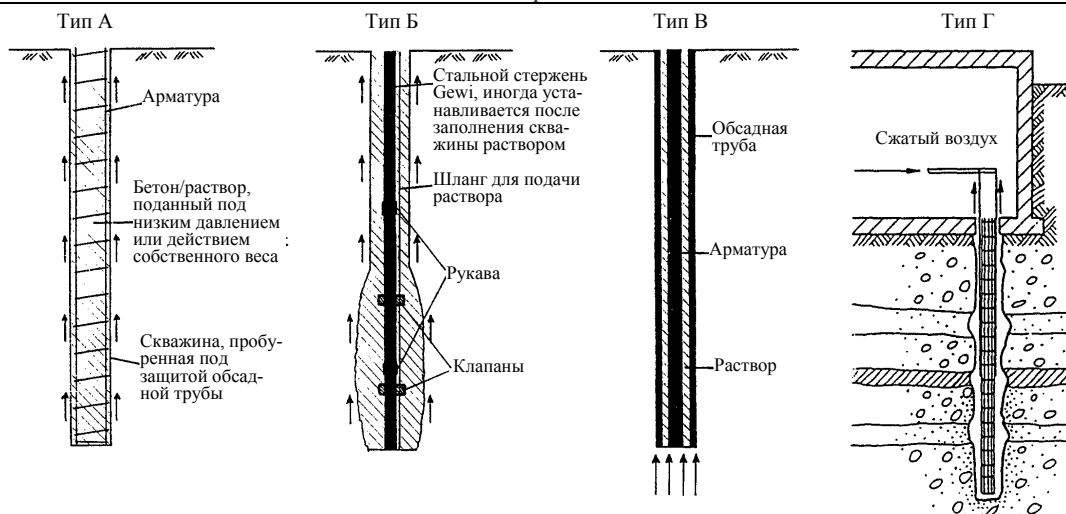


Рис. 1. Примеры обычно используемых микросвай

к дополнительным осадкам $s \leq 5$ мм. Общие осадки моста, составившие $s \leq 4$ до 7 мм, были достаточно равномерными и не выходили за рамки допустимых величин. Применение инъекционного метода не требовалось. В течение всего периода ремонтных работ и поезда, и автомобили могли двигаться по мосту с минимальным неудобством.

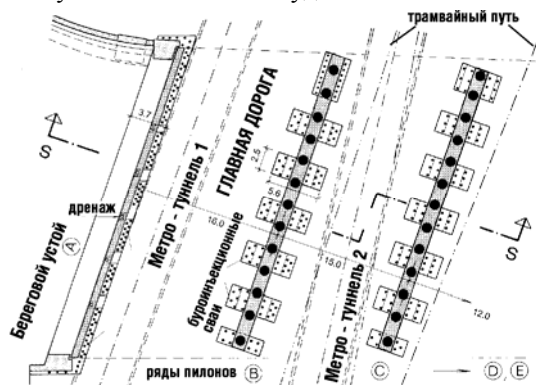


Рис. 2. Усиление основания и устройство подземных сооружений под старым мостом (фрагмент плана)

Перекрестные группы свай создают более сложный эффект сцепления между грунтом и сваями, чем обычные группы свай. Этот эффект увеличивается с плотностью сетки и может быть проверен не только на многочисленных строительных площадках, но и на испытаниях моделей. Типичный тест проиллюстрирован на рис. 4, а рис. 5 демонстрирует результаты испытаний. Перекрестные сваи демонстрируют гораздо более высокий груп-

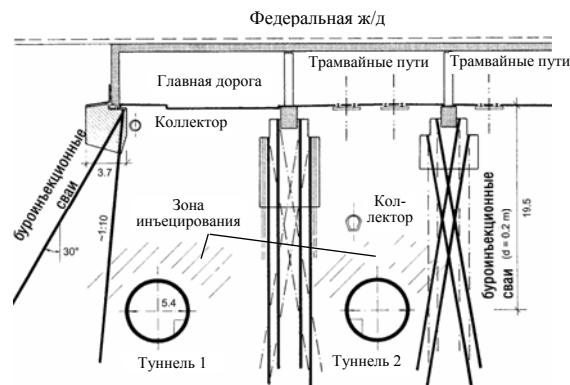


Рис. 3. Сечение S-S к рис. 2 с расположением корневидных свай

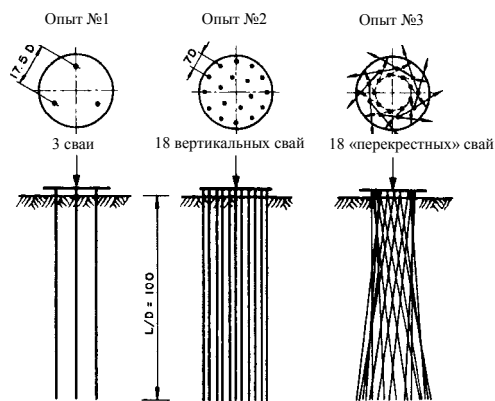


Рис. 4. Модельные испытания микросвай (корневидных свай) для определения эффективности их групповой работы (Lizzi, 1978)



Рис. 5. Результаты модельных испытаний (см. рис. 4), полученные для вулканического мелкого песка (пуццолана)

повой эффект, чем при обычном расположении вертикальных свай. Следовательно, конструкции из перекрестных корневидных свай могут проектироваться как квазигравитационные тела: основания, подпорные стенки, защитные экраны (см. рис. 7) и т. п.

Рисунки 6–9 (по Lizzi, 1982) демонстрируют на реальных примерах широкие возможности применения микросвай и корневидных свай. Во многих случаях исторические объекты были усилены по этой системе. Другое применение таких свай – это усиление ленточных фундаментов, которые несут большую динамическую нагрузку.

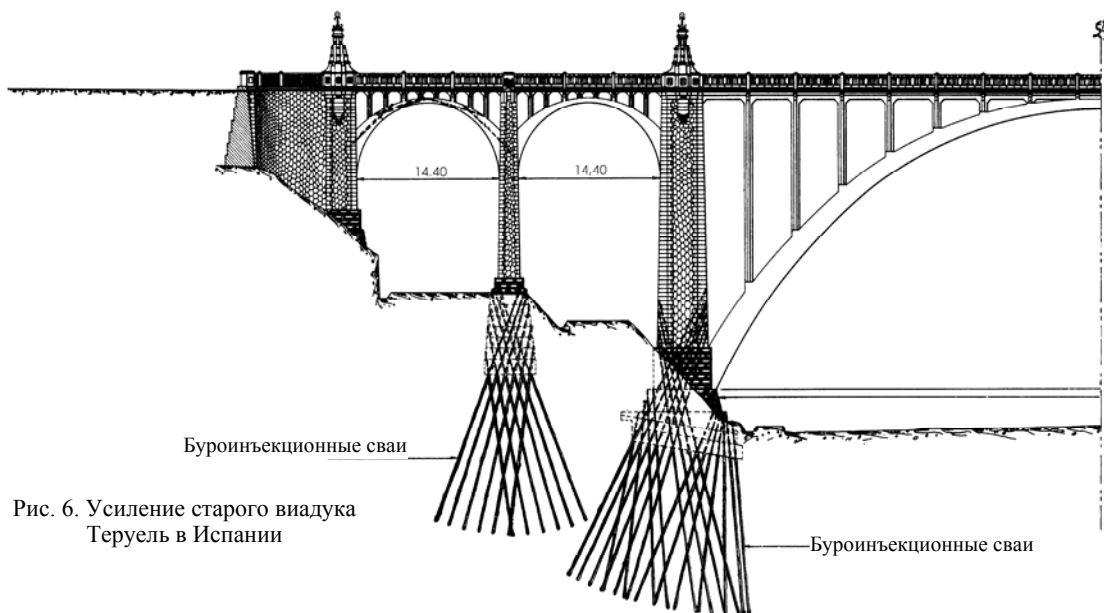


Рис. 6. Усиление старого виадука Теруэль в Испании

3. АРМИРУЮЩИЕ СТЕНЫ

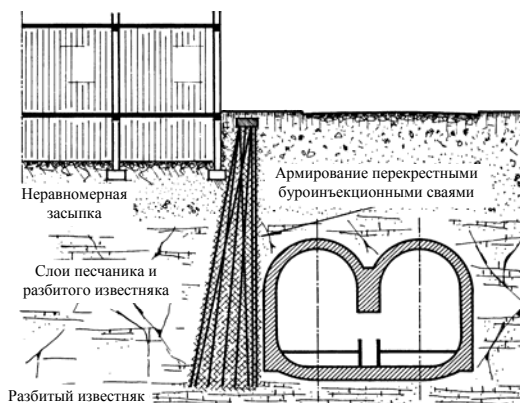


Рис. 7. Стена из перекрестных корневидных свай минимизации влияния прокладки тоннеля на существующие дома

Рис. 10 иллюстрирует постепенный переход от систем с перекрестными сваями к системе с вертикальными сваями. Такая конструкция называется армирующей стеной; она позволяет создавать статически более точный строительный проект, чем при применении сетки свай. Более того, она может принимать не только высокие вертикальные нагрузки, но и соответствующие горизонтальные. Внешние моменты могут быть трансформированы во внутренние осевые силы в зависимости от степени связи между сваями и грунтом. Это позволяет создавать очень экономичные проекты.

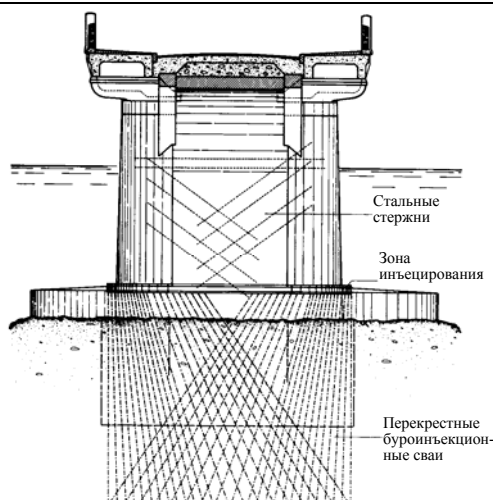


Рис. 8. Укрепление фундамента Длинного моста (XV век) в Бидерфорде, Англия

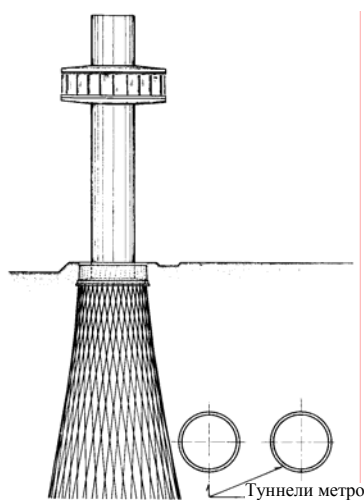


Рис. 9. Усиление фундамента панорамной башни в Токио с помощью перекрестных коневидных свай

Теоретически армирующая стена может рассматриваться как укрепленный грунт, и ее несущая способность может быть вычислена, как и железобетонной балки со сжатыми и напряженными стержнями (рис. 11). При моделировании грунт условно задается как бетон, но без предела прочности на разрыв, а сваи действуют, как усиливающий элемент (Brandl 1970, 1988).

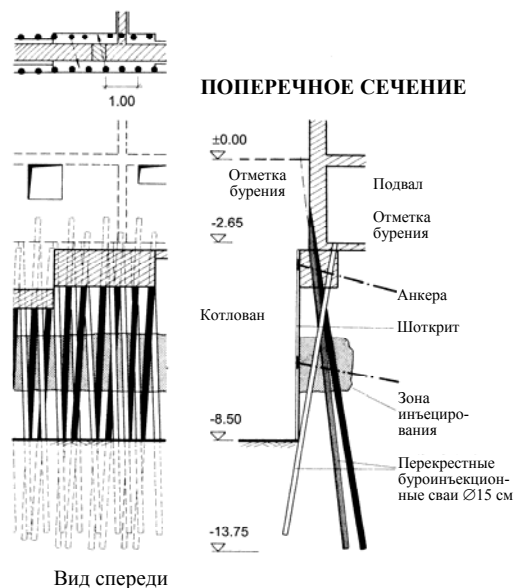


Рис. 10. Укрепление фундамента с помощью коневидных свай, локальное цементирование и предварительно-напряженные анкера для откопки котлована

На рис. 12 схематически показаны три примера возможного распределения напряжений. Первый случай демонстрирует полное отсутствие связующего эффекта в ядерной зоне армирующей стены. Следовательно, оба идентичных ряда свай действуют, как независимые структуры, разделенные естественными осями. Во втором случае поперечные силы уже трансформированы. И, наконец, третий пример демонстрирует полную связь поперечных сил и линейного распределения нормального напряжения по всему срезу, в результате чего напряжение исключается из грунта.

Отсутствие связующего эффекта

Традиционный и очень надежный метод строительного проектирования не учитывает взаимодействие грунта и свай (связующий эффект). Поэтому на каждую сваю назначается одинаковая нагрузка:

$$P_e = \frac{V}{n} \leq P_{all}, \quad (1)$$

$$M_{P_e} = \frac{M_{max}}{n} \leq M_{all}, \quad (2)$$

где P_e (кН) – осевая нагрузка на сваю; V (кН/м) – непосредственно приложенная вертикальная нагрузка на погонный метр стены; M_{pe} (кН·м) – максимальный крутящий момент в свае; M_{max} (кН·м/м) – максимальный крутящий момент на метр стены; P_{all} и M_{all} – допустимая осевая нагрузка и допустимый крутящий момент в свае; n – число свай на метр стены.

Такой анализ позволяет выявить максимальные значения для строительного проектирования. На деле же сваи и окружающий их грунт действуют, как квазимонолит с обычным моментом инерции и моментом сопротивления сечения.

Полный связующий эффект

Если принимается полное сцепление по сечению стены и постоянный модуль E , то работает гипотеза Бернулли.

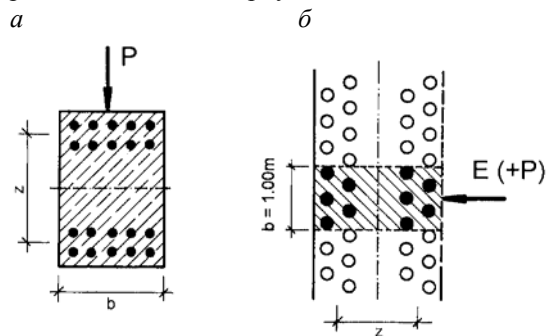


Рис. 11. Оценка несущей способности армирующей стены с корневидными сваями по аналогии с железобетонной балкой: а – железобетонная балка с напряженным и сжатым стальным стержнем; б – армирующая стена из корневидных свай, нагруженная горизонтальным давлением грунта E и грузом здания или дорожного транспорта P ; ширина $b = 1,00$ м

Сечения остаются плоскими под действием изгибающего эффекта. Поэтому дано линейное распределение нормальных напряжений и параболическое распределение для касательных напряжений. То есть обычный момент инерции свай, относящийся к естественной оси всего «монолита», имеет решающее значение при проектировании, а внешний крутящий момент M_{max} может быть трансформирован во внутренние осевые силы (компрессия/напряжение одинаковой величины).

Предположим, что эффект полного сцепления ведет к минимальному количеству свай для строительного проектирования. В сущности, статическое поведение армирующей стены находится в промежутке от теоретических границ полного сцепления и до отсутствия такового. Поэтому гипотеза Бернулли приемлема не для всего сечения, а лишь для отдельных зон.

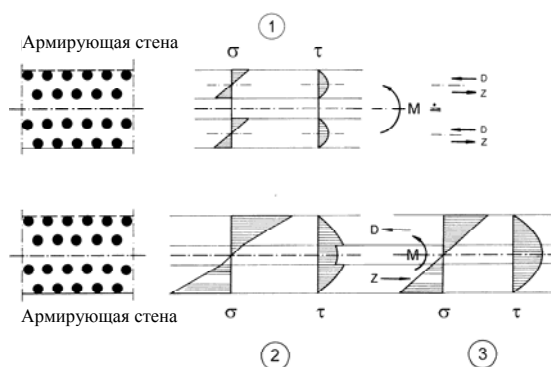


Рис. 12. Распределение напряжения по армирующей стене (схема): разный связующий эффект между грунтом и рядами свай: 1 – отсутствие сцепления между грунтом и рядами свай; 3 – полное сцепление

Для практических расчетов рекомендуется использовать вместо части внешних изгибающих моментов соответствующие сжимающие или растягивающие усилия той же величины. Поэтому максимальный изгибающий момент, который должен восприниматься одиночными сваями, изменяется в следующих пределах:

$$0 < M'' < M_{max} \quad (3)$$

где $M'' = 0$ – полное сцепление (простая трансформация); $M'' = M_{max}$ – отсутствие сцепления (простая трансформация); M_{max} (кН·м/м) – максимальный крутящий момент на метр стены (вызванный давлением грунта E , статическими нагрузками от здания или дорожного движения).

Полный момент M_{max} снижается введением «составного коэффициента» $\bar{\alpha}$, который указывает на степень связи внутри стержневой конструкции стены, рассматриваемой как квазимонолит:

$$M'' = \bar{\alpha} \cdot M_{\max} \quad 0.1 \leq \bar{\alpha} \leq 1.0 \quad (4)$$

Пониженный крутящий момент M'' должен восприниматься непосредственно сваями, а остаток можно выразить в терминах осевых усилий:

$$M_{\max} - M'' = M_{\max} \cdot (1 - \bar{\alpha}) \quad (5)$$

$$C = |-T| = \frac{M_{\max}}{a} \cdot (1 - \bar{\alpha}) \quad (6)$$

где C – сжимающая сила на метр стены; T – сила растяжения на метр стены; a – плечо рычага внешних сил (не путать с шагом (осевым промежутком) свай a').

При этих условиях моменты инерции и сопротивления сечения свай соответственно относятся к общей нейтральной оси всей армирующей стены. Это обычная схема в практике проектирования. Исключительный случай продемонстрирован на рис. 11 (1), где отсутствие трансформации сдвигового усилия в массиве грунта ведет к отдельным нейтральным осям внутри рядов свай вдоль переднего и заднего краев армирующей стены.

Нагрузка на одну сваю группы (свайный ряд i) может быть просчитана следующим образом:

а) осевые силы

$$\begin{aligned} P_{ei}'' &= \frac{V}{n} + \frac{C_i}{m_i} \leq P_{C,allow} = \\ &= \frac{V}{n} - \frac{T_i}{m_i} \leq P_{T,allow} \end{aligned} \quad (7)$$

Если задать приближенное к линейному распределение нормальных напряжений, то с учетом осевых усилий в сваях внутри свайного ряда i величины $C_i = |-T_i|$ можно рассчитать по следующим формулам:

$$(1 - \bar{\alpha}) \cdot M_{\max} = \sum_{i=1}^k C_i \cdot a_i = \left| - \sum_{i=1}^k T_i \cdot a_i \right| \quad (8)$$

$$\text{и } \frac{C_i}{a_i/2} = \frac{|T_i|}{a_i/2} = \text{const} \quad (9)$$

где m_i – число свай внутри ряда i (на погонный метр стены); k – число противоположных рядов свай в продольном направлении армирующей стены (1/2!), соответствующем общей нейтральной оси армирующей стены;

б) крутящий момент

$$M_{pe}'' = \frac{\bar{\alpha} \cdot M_{\max}}{n} \leq M_{all} \quad (10)$$

Полное сцепление (при $\bar{\alpha} = 0$) является лишь теоретической границей, которая не достигается в реальности. Увеличение напряжения на 3 %, в силу вторичного изгиба, может иметь место даже в железобетонных балках. Поэтому для армирующих стен с «полным сцеплением» рекомендуется задавать минимальное значение $\bar{\alpha} = 0,1$ (см. уравнение (4)).

Расположение свай внутри армирующей стены зависит от различных факторов: свободного пространства, характеристик грунта, нагрузок, допустимых деформаций и т. п. Задача заключается в том, чтобы добиться максимально возможного сцепления, что возможно за счет: уменьшения шага между сваями, устройства непрерывного балочного ростверка, инъектирования грунта внутри армирующей стены, укрепления предварительно-напряженными анкерами или горизонтальными грунтовыми штифтами, повторного инъектирования свай.

Сваи вдоль нейтральной оси устраиваются только в особых случаях. Обычно расстояние между осевыми сваями должно быть равным $a' \geq 1,75 \dots 2 d$. В противном случае вертикальные силы должны быть значительно снижены. На практике расстояние $a' = 2,5 \dots 3,5 d$ оказалось достойным компромиссом. Междусвайное расстояние, превышающее примерно $a' \geq 4d \dots 6 d$, в большинстве случаев понижает сцепление до ничтожно малой величины, если только не применяются укрепление грунта или устройство стяжки.

Сопротивление изгибу огражденного сваями грунта не принимается во внимание из соображений надежности и может считаться дополнительным запасом горизонтальной несущей способности (особенно в связанных грунтах или в грунтах после инъектирования).

Коэффициент $\bar{\alpha}$ показывает эффективность или степень сцепления между сваями и окружающим грунтом. Он был выведен на основании смоделированных тестов и натурных измерений на строительных площадках. Следовательно, это полуэмпирический метод проектирования и определенными теоретиче-

скими противоречиями относительно теории композитов можно пренебречь: обычное линейное распределение напряжения принимается для оценки осевых усилий в стволах свай с другой стороны, поперечное сечение не остается плоским, если простая трансформация в центре массива грунта малая.

Обоснованность этой теории была многократно подтверждена крупномасштабными тестами, и в особенности опытом строительства. Испытания статической нагрузки группы свай, соединенных железобетонными балками, показали, что несущая способность группы была примерно на 50...200 % выше, чем границы, вычисленные заранее по каждой свае (умноженные на число свай в кусте). Сцепление возрастает с уменьшением диаметра свай и увеличением трения по стволу свай.

На рис. 13 и 14 показано усиление фундамента исторического здания при строительстве линий метрополитена. Корневидные сваи для армирующей стены были установлены через микротоннель (галерею), который был

откопан ступенями, а затем заполнен железобетоном. Одновременно снаружи здания были устроены буронабивные сваи большого диаметра. Свайные системы были затем соединены ростверком, который переносит нагрузку от старых конструкций на грунт. Плоские домкраты между головами свай большого диаметра компенсировали возможные неравномерные осадки. Во время откопки грунта при строительстве тоннелей метро армирующая стена постоянно покрывалась слоем торкрет-бетона и подпиралась предварительно-напряженными анкерами.

На рис. 15 демонстрируется довольно сложное усиление фундамента исторического многоэтажного здания. Под ним должны были пройти 5 линий метрополитена. Основным элементом глубокого усиления стали корневидные сваи под существующими конструкциями, а снаружи были устроены буронабивные сваи большого диаметра и вспомогательные стальные колонны. Для откопки котлована требовалось понизить уровень грунтовых вод.

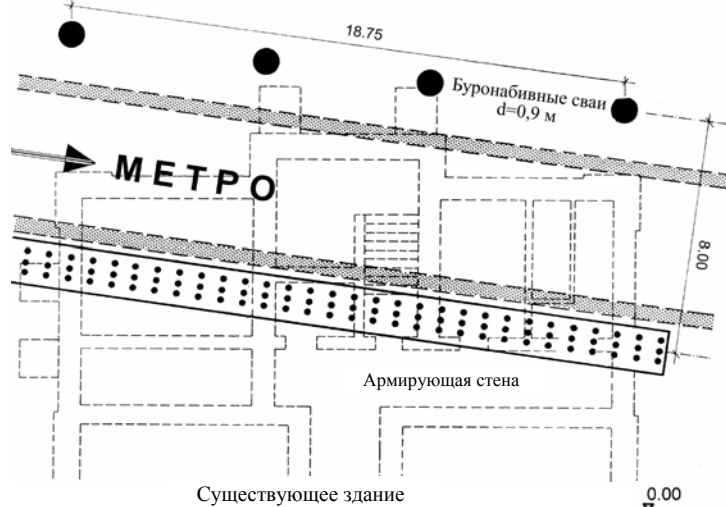


Рис. 14. Сечение к рис. 13

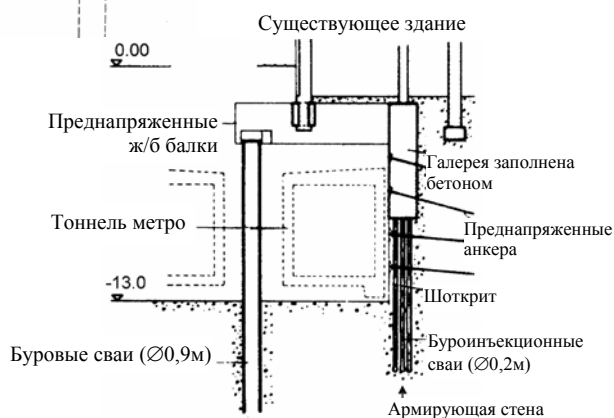


Рис. 13. Укрепление фундамента здания с помощью устройства армирующей стены из корневидных свай и буронабивных свай большого диаметра

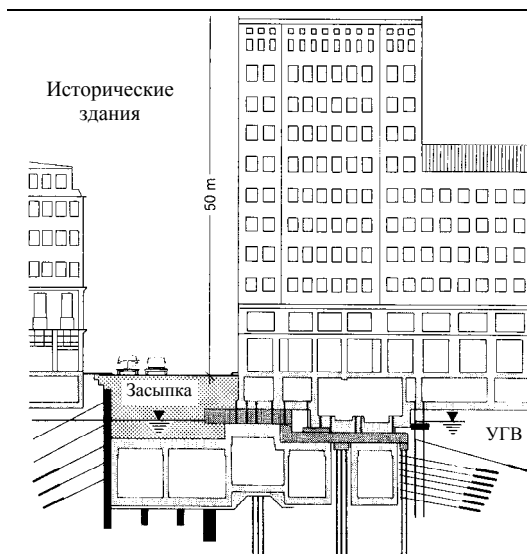


Рис. 15. Перманентное усиление фундамента обыкновенными корневидными сваями и связанной стержневой стеновой конструкцией

Для этого были использованы 440 корневидных свай одновременно и как временная мера, и как постоянный элемент в усилении фундамента – «армирующая стена». Последняя была устроена под старой фундаментной плитой, где было откопано рабочее пространство высотой 2,2 м. В этом пространстве были сформированы усилительные балки и железобетонные плиты, каждая из которых была предварительно напряжена. Вертикальная нагрузка составляла 20,0 т. Контролируемый перенос нагрузки и постоянный уровень прилегающей конструкции были достигнуты с помощью плоских домкратов.

И, наконец, на рис. 16 показана прокладка тоннеля под железнодорожной насыпью с использованием наклоненных корневидных свай и армированных стен, установленных сквозь микротоннели.

4. СЛУЧАИ ИЗ ПРАКТИКИ

В большинстве случаев армирующие стены используются для связи с другими конструкциями усиления. Их основные преимущества заключаются в следующем:

Возможно строительство в стесненных условиях.

При их возведении отсутствуют вибрации или иные динамические воздействия.

Бурение свай осуществляется ротационным методом, что позволяет проходить сквозь части зданий, фундаменты, скалы и т.д.

Деформации армирующих стен очень малы.



Рис. 16. Прокладка тоннеля под железнодорожной насыпью

4.1. Строительство метрополитена в г. Гамбурге

Здание, которое требовалось усилить при подземном строительстве, было расположено почти полностью над котлованом и к тому же имело наклон к оси туннеля (рис. 17). Поэтому под старыми фундаментами сооружена галерея. Из галереи, а также из внутренней части здания были устроены корневидные сваи (рис. 18). Одновременно с этим с наружной стороны здания была выполнена стена в грунте. После бетонирования галереи армирующая стена и стена в грунте стали служить опорой железобетонной плиты, возведенной под зданием. Во время возведения этой плиты корневые сваи в пределах здания частично воспринимали вертикальную нагрузку. После предварительного напряжения железобетонной плиты был полностью откопан подземный котлован. На этой стадии строительства корневидные сваи под плитой получили повреждения (рис. 18).

Армирующая стена была забетонирована и раскреплена во время производства работ по выемке грунта из котлована.

На другой строительной площадке вертикальные нагрузки от существующего здания

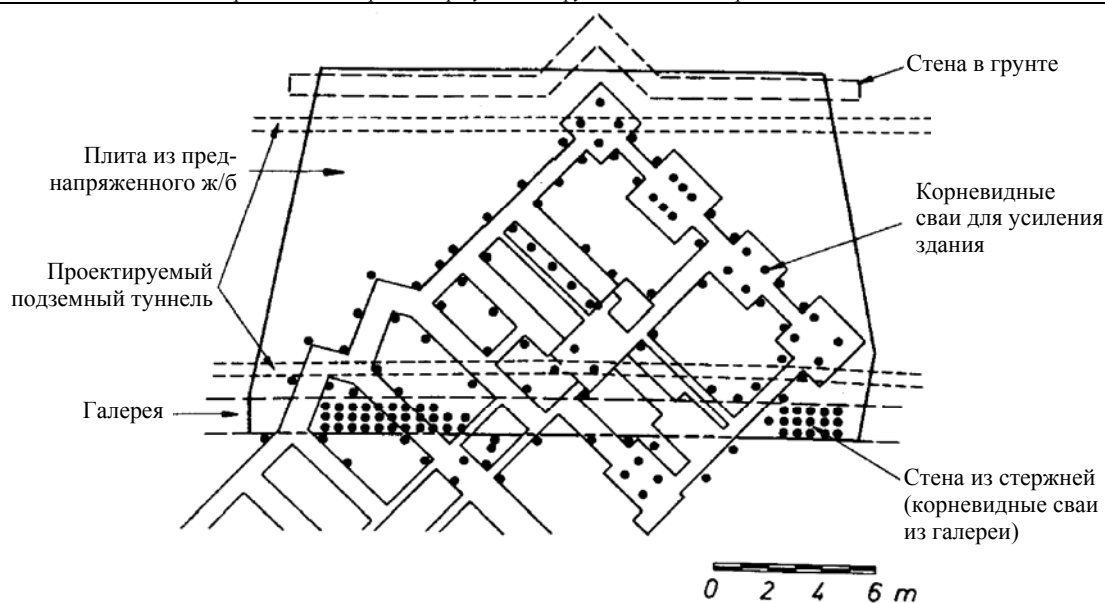


Рис. 17. Усиление здания при строительстве метрополитена в Гамбурге: план основания

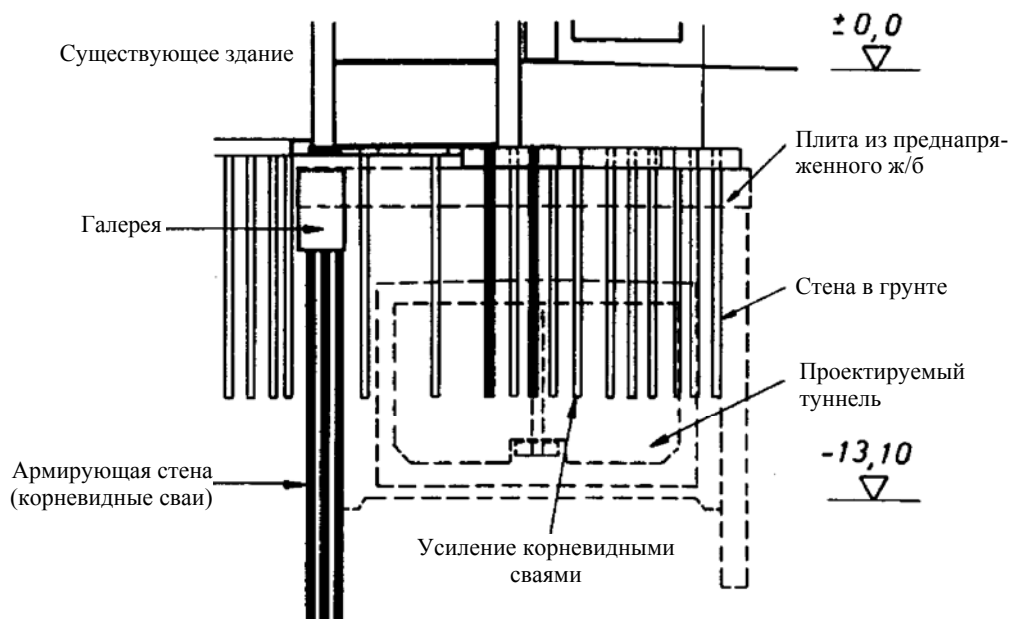


Рис. 18. Поперечное сечение к рис. 15 на ранней стадии строительства (перед экскавацией)

передавались на балочную конструкцию из предварительно-напряженного железобетона (рис. 20). Опорой этой конструкции усиления служили раскрепленная армирующая стена и стальные колонны, опертые на буронабивные сваи большого диаметра. Армирующая стена имела длину 50 м и состояла из 3 рядов корневидных свай диаметром 20 см.

Разность осадок во время перераспределения нагрузки от старого фундамента мелко-

го заложения на конструкцию усиления корректировалась гидравлическим домкратом.

4.2. Строительство метрополитена в г. Берлине

При расширении метрополитена в Берлине необходимо было усилить 6 высотных зданий. Основными конструктивными элементами были корневидные сваи, уст-

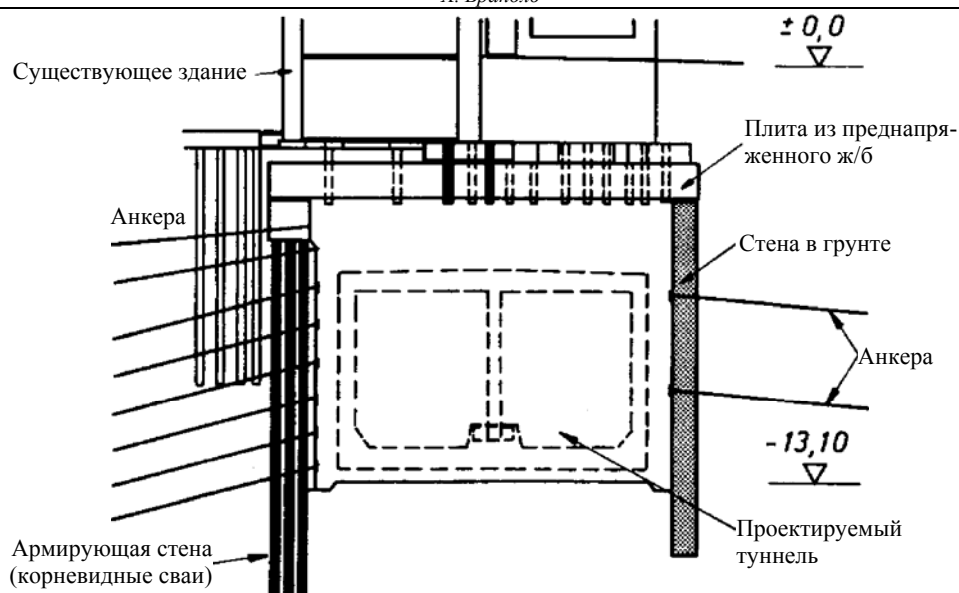


Рис. 19. Поперечное сечение к рис. 15 после завершения экскавации. Армирующая стена и стена в грунте соединены. Диаметр корневидных свай $d = 20$ см

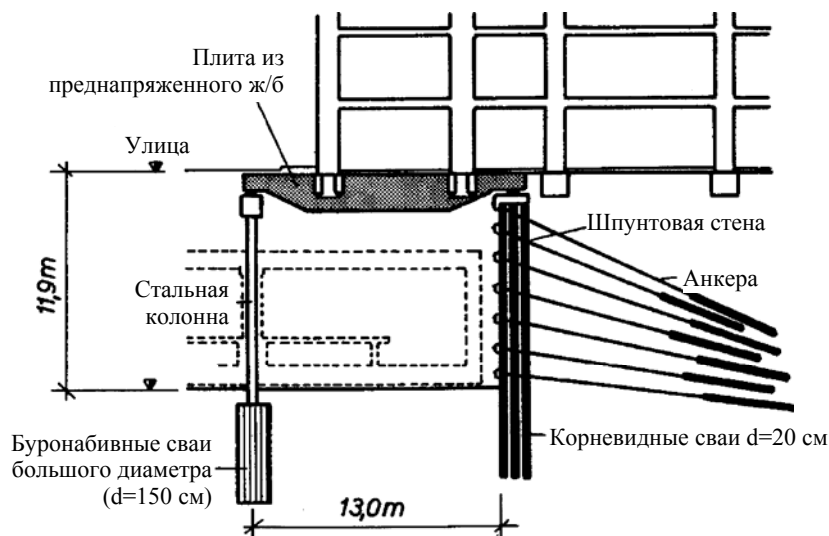


Рис. 20. Усиление существующего здания во время строительства метрополитена в Гамбурге: балочная конструкция из преднапряженного железобетона опирается на армирующую стену и стальные колонны на буронабивных сваях большого диаметра

раиваемые в качестве армирующих стен или спиральных армированных колонн (рис. 21). Корневидные сваи устраивались из подвалов существующих зданий. Затем они соединялись ростверками со старыми фундаментами и, наконец, объединялись в одно целое железобетонной плитой. Плита передавала вертикальные нагрузки от зданий на корневидные сваи.

Для усиления потребовалось 1400 корневидных свай общей длиной 18000 м (Neumann, 1986). Расстояние между осями корневидных свай диаметром 5 м было следующим:

Минимальное расстояние $a = 0,60$ м (то есть $2,4d$).

Стандартное расстояние в пределах одной группы свай $a = 0,70$ м.

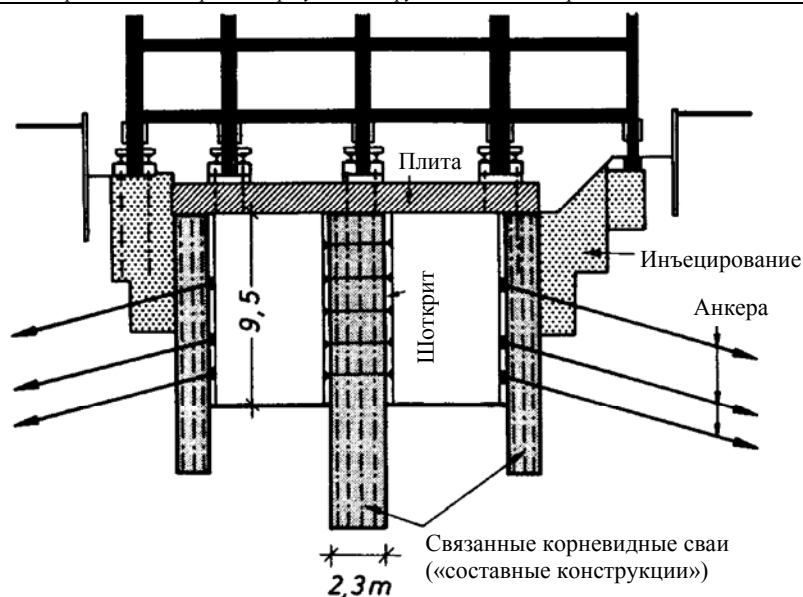


Рис. 21. Усиление существующего здания во время строительства метрополитена в Берлине: схематический разрез

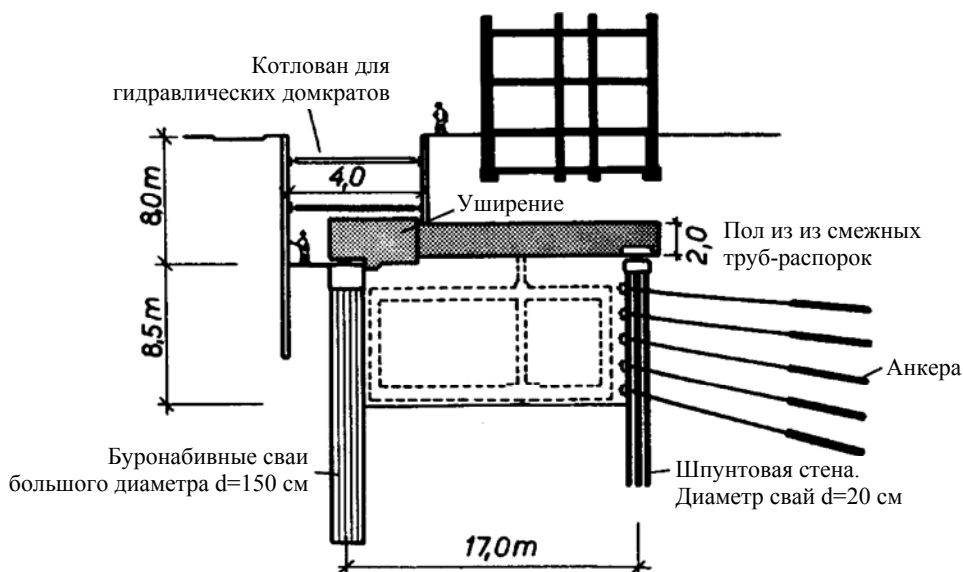


Рис. 22. Усиление существующего здания во время строительства метрополитена в Гамбурге: пол из смежных труб-распорок, опертых на заанкеренную армирующую стену и буронабивные сваи большого диаметра

Стандартное расстояние между группами свай $a = 1,00$ м (то есть $4d$).

При расчете на вертикальные нагрузки учитывался эффект групповой работы свай путем снижения трения по их боковой поверхности на 30% при $a=3d$. Допускаемая максимальная нагрузка составляла $q_s=25\text{кН/м}^2$

с учетом повторной инъекции свай в глинистое основание. Сопротивление по острию свай не учитывалось для большей надежности расчета.

Горизонтально и вертикально нагруженные армирующие стены проектировались как составные конструкции. При этом вводился понижающий коэффициент $\alpha=0,5$ (см. разд. 3).

Дополнительно необходимо было доказать, что даже при величине понижающего коэффициента $\alpha=1,0$, значение коэффициента надежности F составляло не менее 1 при мобилизации всех резервов (то есть с учетом материалов, проектных нагрузок и т.д.).

Контрольные измерения во время проведения строительных работ и после их окончания подтвердил обоснованность теоретических предположений. Горизонтальные деформации оказались пренебрежимо малы (в пределах точности измерения 1...2 мм). Приведем средние значения осадок зданий, вызванных строительными мероприятиями:

Осушение и инъецирование	$s_1=15$ мм
Устройство корневидных свай	$s_2=2$ мм
Осадка свай, в том числе и во время экскавации при устройстве плиты	$s_3=2$ мм
Выемка грунта из подземного котлована	$s_4=-2$ мм
Итого	$\Sigma s=17$ мм

4.3. Строительство метрополитена в г. Гамбурге

Последний пример иллюстрирует возведение армирующих стен в крайне стесненных условиях. Если туннель проходит под старыми фундаментами, очень щадящим методом часто является поддомкрачивание труб-распорок, образующих конструкцию основания туннеля. На рис. 22 показана сложная конструкция, в которой корневидные сваи ди-

аметром 20 см, образующие армированную стену, устанавливались из обрезных открытых труб диаметром 2 м. Поэтому арматуру сваи необходимо было периодически стыковать. Смежные трубы-распорки были заполнены бетоном и образовали плиту из предварительно-напряженного железобетона, расположенную между старым зданием и новым подземным туннелем.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Brandl H. 1970. Die Anwendung von Wurzelfählen im städtischen Verkehrstunnelbau (Root piles for urban tunnelling). Austrian Road Society (ÖIAV), Volume 54.
2. Brandl H. 1988. The interaction between soil and groups of small diameter bored piles. Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, A.A.Balkema Rotterdam.
3. Brandl H. 1992. Special Lecture: Underpinning. Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989. Post Conference Volume. A.A.Balkema Rotterdam, 1992.
4. Hollstegge W., Wiechers H. 1983. Hausunterfangungen beim Bau des U-Bahn-Loses Heinrich-Heine-Allee/Königsallee in Düsseldorf. Forschung + Praxis, Heft 29, Stuva-Köln.
5. Lizzi F. 1977. Practical engineering in structurally complex formations. International Symposium on the Geotechnics of Structurally Complex Foundations, Capri, Associazione Geotechnica Italiana.
6. Lizzi F. 1978. Reticulated root piles to correct Landslides. ASCE-Preprint, No. 3370, ASCE Convention(Exposition), Chicago.
7. Lizzi F. 1982. The Static Restoration of Monuments. Sagep Publisher, Genova, Italy.
8. Muhra H. 1997. Micropiles in Northern and Middle Europe. Publication 39, Tampere University of Technology, Finland.