

СНИЖЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА ЗА СЧЕТ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ ПУТЕМ ИНЪЕКЦИИ ТВЕРДЕЮЩЕГО РАСТВОРА

REDUCTION OF FOUNDATION SETTLEMENT BY CHANGING THE STRESS-STRAIN STATE OF THE SOIL BEDDING WITH INJECTED HARDENING SOLUTION

О. А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук
О. А. МОЗГАЧЕВА

При превышении предельно допустимых значений осадок проектировщики, как правило, снижают их путём увеличения площади подошвы фундаментов или переходят на свайные фундаменты. Вместе с тем, данную задачу можно было бы решить и другим образом – повышением жесткости (модуля деформации) грунта основания путём изменения напряженно-деформированного состояния массива грунта, что достигается, например, многократными инъекциями в массив грунта твердеющего раствора по манжетной технологии.

When foundation settlement exceeds limit value, design engineers enlarge the area of foundation bottom, or they design pile foundation. However, this problem could be solved in a different way – by increasing stiffness (deformation modulus) of the soil bedding, namely, by changing the stress-strain state of the soil mass. The paper describes the way of changing stress-strain conditions by applying multiple injections of solidifying solution into a soil mass.

Ключевые слова:

Напряжение, инъекция, модуль деформации, осадка

Key words:

Strain, injection, deformation modulus, settlement

Введение

Российские нормы [1] предусматривают предельно допустимые дополнительные деформации и перемещения фундаментов строящихся зданий, а также существующих сооружений в процессе устройства рядом с ними нового строительства или реконструкции. В случае если расчетные значения превышают предельно допустимые значения, для строящихся зданий зачастую приходится переходить на дорогостоящие свайные или плитно-свайные фундаменты, а для существующих – возникает необходимость проведения специальных защитных мероприятий для снижения негативного влияния нового строительства [2, 3].

Для строящихся зданий снижение расчетной осадки выполняется, как правило, за счет применения свай, прорезающих слабые грунты, и пересадки здания на более прочное основание. Известные методы закрепления грунтов используются мало ввиду их дороговизны, поскольку закреплению должен подлежать весь слой слабых грунтов. Кроме этого, закрепление больших массивов – весьма длительный процесс и к тому же не вполне надежный, поскольку не снимает вопросов неоднородности основания, а, следовательно, и вопросов неравномерных деформаций.

Для окружающей застройки, обобщая известные способы снижения осадок фундаментов, мероприятия можно условно разделить на три основные группы:

- конструктивные мероприятия, направленные на изменение проектного решения подземного сооружения;
- мероприятия по усилению конструкций существующих защищаемых зданий, включая грунт основания, фундаменты и верхние конструкции;
- мероприятия по устройству геотехнических экранов, завес, стенок, расположенных между подземным сооружением и защищаемым зданием.

Вместе с тем, существует отличный от перечисленных выше способов способ снижения осадки, заключающийся в повышении жесткости основания путем изменения его напряженно-деформированного состояния (НДС) [4 – 9].

Известно, что модуль деформации зависит от напряженного состояния. Проведенные масштабные исследования песчаных грунтов [10] показали, что при изменении горизонтальных напряжений в 5 раз модуль деформации изменяется в 2 раза при практически неизменной плотности [11]. Аналогичные результаты были получены для глинистых грунтов [12].

В статье рассматривается возможность повышения модуля деформации грунта за счёт изменения НДС массива грунта и в первую очередь горизонтальных напряжений путем инъекции твердеющего раствора.

Процессы, происходящие при инъекции

Искусственное регулирование НДС грунта при инъекции твердеющего раствора в грунт возможно при возникновении локально направленных гидроразрывов (вертикальных, горизонтальных, наклонных), заполняемых твердеющими растворами. Инъекция, сопровождаемая гидроразрывами грунта, наблюдается в случаях, когда применяются растворы грубодисперсного состава, включая цементные, глиноцементные и другие, неспособные проникать в поры грунта и пропитывать их.

Исследования, проведённые при строительстве Асуанской плотины с целью повышения зоны закрепления грунта, показали, что разрывы, как правило, образуются перпендикулярно

наименьшему главному напряжению [13], как показано на рис. 1. В начальный период инъекции для нормально консолидированных грунтов образуются, как правило, вертикальные и наклонные разрывы, направленные по пути наименьшего сопротивления к поверхности. При многократной повторной инъекции в одну и ту же зону по глубине изменяются главные напряжения, в результате на этом участке возникают горизонтально направленные гидроразрывы. Для переуплотнённых грунтов сразу могут образовываться горизонтально направленные гидроразрывы.

Поскольку нас в большей степени интересуют горизонтальные напряжения, то для задания их максимального значения инъекцию в основание фундамента следует выполнять в процессе возведения здания (увеличения вертикальных напряжений).

Давление, при котором происходит разрыв грунта, зависит от свойства грунта и глубины инъекции и не зависит от проницаемости среды, вязкости раствора, диаметра скважины и радиуса действия инъекции.

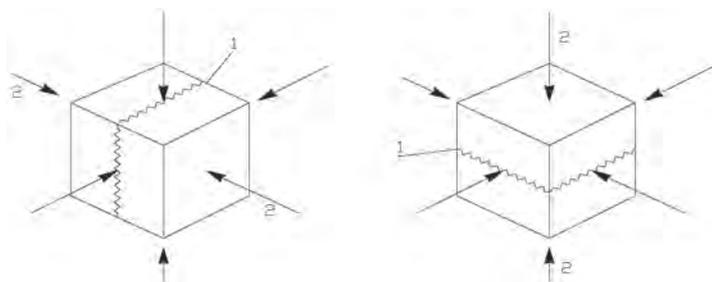


Рис. 1. Направление гидроразрывов в грунте: 1 – плоскость разрыва; 2 – наименьшее главное напряжение

Для понимания физических процессов, происходящих при таком нагнетании, рассмотрим процессы, происходящие в нормально консолидированном глинистом грунте, в который выполняется инъекция (рис. 2). На начальной стадии поступающий в грунт раствор формирует некое тело (рис. 2, а), приближенное по форме к шару (чем более пластичный грунт, тем форма тела более приближена к шарообразной). При нагнетании в грунт высокопластичного раствора, глинистый грунт деформируется, и условное шарообразное тело продолжает расти. При возрастании давления нагнетания размеры шара соответственно возрастают, давление достигает давления разрыва, и в наиболее слабых местах формируются гидравлические трещины (рис. 2, б, в, г). Напряженное состояние грунта изменяется, и давление нагнетания падает (рис. 3).

Разрывы от вертикально до горизонтально направленных, заполненные твердеющим раствором, создают расклинивающее действие в массиве грунта, приводящее к его деформации и соответствующему изменению (восстановлению) напряженно-деформированного состояния грунта с увеличением в первую очередь его модуля деформации.

Для получения требуемого изменения НДС массива грунтов необходимо его выполнить сплошным в рассматриваемых объемах или площадях массива грунта. Это может быть достигнуто при следующих условиях инъекции растворов:

- расстояние между инъекторами должно выбираться таким, чтобы происходило перекрытие зон распространения линз раствора между соседними инъекторами;

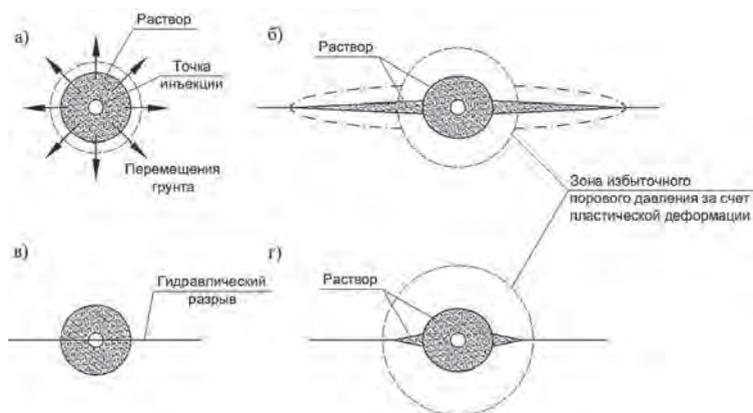


Рис. 2. Схема образования гидравлического разрыва в грунте: а – начальная стадия инъекции; б – образование гидроразрыва; в – форма линзы твердеющего раствора, образованной при низкой вязкости и/или низком содержании твердых частиц раствора; г – форма линзы твердеющего раствора, образованной при высокой вязкости и/или высоком содержании твердых частиц раствора

– интервалы зон одновременной инъекции растворов по глубине в инъекторах должны быть минимальными, порядка 0,33-0,5 м;

– растворы заданного состава должны прокачиваться в каждую зону многократно, объемами, обеспечивающими распространение их по разрывам от скважин (инъекторов) на расчетные радиусы влияния.

Второе условие является наиболее важным, так как при инъекции растворов в интервалы большой протяженности глубиной до нескольких метров, разрывы возникают преимущественно в верхних слоях грунтового массива, ближе к его дневной поверхности. Это связано с тем, что сопротивление грунта разрывам и связанное с этим изменение давления от веса грунта с уменьшением глубины снижается. При этом весь расчетный объем раствора, предназначенный для проработки многометровой толщи, может распространяться, как показывает практика, по разрывам в верхних зонах скважины (инъектора) на значительные расстояния от него с выходом на поверхность. В результате полностью исключается равномерное образование гидроразрывов по всей глубине массива, а, следовательно, и создание однородного напряженного состояния массива грунта.

До давления гидравлического разрыва давление увеличивается, после него – резко падает до определенного значения, после которого давление стабилизируется (рис. 3).

В целом при инъекции в грунт твердеющего раствора происходят параллельно два процесса:

- образование разрывов в грунте и заполнение их твердеющим раствором;
- заполнение пор грунта за счет фильтрации в них твердеющего раствора.

Первый процесс можно рассматривать как задание локального перемещения, которое приводит к изменению НДС грунта.

Второй процесс – образование дополнительных связей между частицами грунта и, как следствие, придание ему более прочной структуры.

Какой процесс будет преобладать при инъекции зависит от:

- гранулометрического состава и вида грунта;

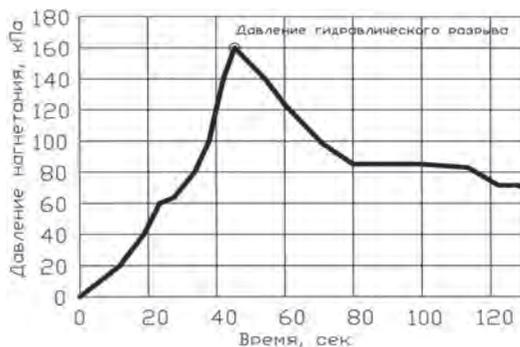


Рис. 3. Изменение давления нагнетания во времени

- скорости подачи (расхода) раствора и давления нагнетания;
- объема нагнетаемого раствора;
- вида нагнетаемого раствора.

В случае нагнетания раствора с преобладанием цементного вяжущего в гравелистые и крупнозернистые песчаные грунты, обладающие высокими значениями коэффициента фильтрации, преобладающим процессом будет 2-й, в случае инъекции в глинистые грунты – 1-й процесс.

При увеличении давления нагнетания и расхода раствора при прочих равных условиях количество и объем зон разрыва будут увеличиваться, следовательно, будет увеличиваться и объем раствора, идущий на 1-й процесс, т. е. более эффективно будет использоваться инъекционный раствор (большая часть раствора пойдет на решение поставленной задачи: задание перемещения грунта).

В качестве показателя эффективности принят коэффициент эффективности нагнетания η_c [28, 29], который определяется отношением увеличения объема грунта к объему закачанного раствора.

$$\eta_c = \Delta V / V_{нагн}, \quad (1)$$

где ΔV – изменение объема грунта при нагнетании;

$V_{нагн}$ – объем закачанного раствора.

$$V_{нагн} = V_l + \Delta V, \quad (2)$$

где V_l – объем, идущий на заполнение пор и полостей грунта.

Для повышения эффективности нагнетания следует:

- ограничить область нагнетания глинистыми грунтами и песками от крупных до пылеватых;
- подбирать состав раствора таким образом, чтобы не менее 80% шло на создание объема цементного камня и не более 20% на пропитку грунта;
- осуществлять подготовку грунта перед инъекцией.

Даже в случае получения хорошей эффективности нагнетания сразу после инъекции раствора в грунт, остается сложной проблемой сохранение достигнутого НДС грунта во времени в связи с релаксацией напряжений.

Для расчёта релаксации напряжения рассмотрим модель поведения грунта при приложении к нему гидростатического давления (рис. 4) [14].

Модель грунта, приведенная на рисунке 4, (как и модель К. Терцаги) представляет собой цилиндр 1, в котором расположено n поршней 2 с отверстиями 3, которые соединены между собой упругими пружинами 4 со стопорными устройствами 5, включающими в себя стойку 7, позволяющую моделировать упругие деформации скелета грунта и стопор 6. Пространство между поршнями заполнено водой 9 и газом 8. Для невозможности выделения газа через отверстие 3, в поршне 2 установлены трубочки для непрерывной фильтрации воды 9 (жидкой фазы грунта). Трубочки 10 моделируют капилляры, а пружина 4 – скелет грунта.

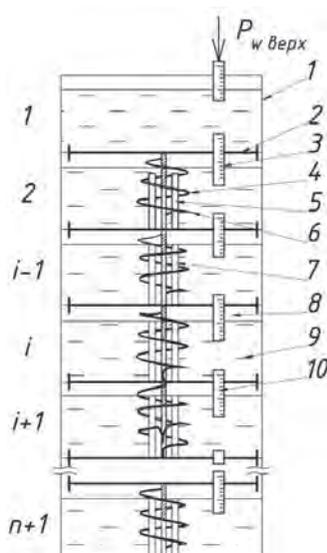


Рис. 4. Модель грунта

Принципиальная схема работы модели следующая. При подаче гидростатического давления в камеру 1 (здесь и далее нумерация камер указана справа от модели) будут происходить два процесса.

Первый – это сжатие всех пружин и перемещение всех поршней вниз до тех пор, пока приложенное гидростатическое давление не скомпенсируется силой сжатия пружин и давлением сжатого газа.

Второй – выравнивание давления в камерах. При подаче гидростатического давления начинается фильтрация из камеры 1 в камеру 2 в результате возникновения градиента напора между камерами. Возрастает объем воды и соответствующее давление в газе в камере 2, это создает градиент напора между камерой 2 и 3 и т. д. В процессе фильтрации происходит перераспределение воспринимаемого давления во всех камерах и достижение ими величины, равной приложенному гидростатическому давлению. Пружины полностью разгружаются, а приложенное гидростатическое давление воспринимается водой и газом. Однако возвращение пружины 4 в начальное положение не происходит, а наблюдается лишь незначительное их перемещение за счёт упругой деформации стойки 7, так как полному возвращению препятствует стопорное устройство 5.

Исследования, выполненные на гидрокомпрессионных приборах Б. И. Далматовым и В. К. Нгуеном [15], а также на установке исследования проницаемости кернов (УИПК–1 м) Л. И. Кульчицким [16], подтвердили рассмотренное выше поведение грунта.

Данная модель описывает поведение грунта при задании гидростатического давления водой. В случае, если гидростатическое давление задается твердеющим раствором, то первая фаза поведения грунта будет аналогична рассмотренной модели при задании гидростатического давления водой.

Вторая фаза будет зависеть от проницаемости и вязкости твердеющего раствора. В случае, если грунт обладает высоким коэффициентом фильтрации (песчаные грунты), а вязкость раствора близка к вязкости воды, вторая фаза не будет отличаться от воды. В противном случае за короткий промежуток нахождения в жидком состоянии твердеющего раствора, только часть его успеет профильтроваться из цилиндра 1 в ниже-расположенные цилиндры. Большая часть останется в цилиндре 1 (зоне инъекции), т. е. пойдёт на изменение объёма грунта ΔV , а, следовательно, будет получен и большой коэффициент эффективности η_c .

Таким образом, величина уплотнения грунта зависит от величины, скорости и длительности приложения гидростатического давления, вязкости и скорости схватывания раствора, а также фильтрационных характеристик грунта.

Процесс релаксации напряжений может быть описан в соответствии с принятой моделью следующими этапами.

Первоначально, на **1-ом этапе**, происходит мгновенное уплотнение в результате сжатия пузырьков газа и объёмных пластических деформаций грунта, зависящее в первую очередь от объёма газовой фазы грунта.

Затем, на **2-м этапе**, происходит фильтрационная консолидация, сопровождающаяся выдавливанием воды из пор грунта. Этот процесс определяется как параметрами грунта, так и параметрами раствора.

К параметрам грунта относятся: коэффициент и начальный градиент фильтрации, содержание газовой фазы грунта.

К параметрам твердеющего раствора относятся: вязкость и скорость схватывания.

После завершения 2-го наступает **3-й этап**, характеризующийся уплотнением грунта в результате ползучести.

Первый этап происходит сразу после приложения нагрузки, т. е. на начальном этапе воздействия на грунт. В связи с этим он не влияет на релаксацию напряжений.

Фильтрационная консолидация трехфазного грунта может быть описана уравнением фильтрационной консолидации с учётом сжимаемости поровой воды. Она оказывает существенное влияние на снижение напряжений. Поэтому при выполнении стадии заполнительной цементации, кроме заполнения полостей и пор грунта, добиваются завершения фильтрационной консолидации при заданных значениях напряжений.

Уравнения наследственной ползучести Больцмана – Вольтерра или реологические уравнения Бингама – Шведова могут удовлетворительно описывать ползучесть грунта [17].

Реологическое уравнение Бингама – Шведова в общем случае записывается в виде:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma - \sigma^*}{\eta(t)}, \quad (3)$$

где $\eta(t)$ – изменяющаяся во времени вязкость; σ^* – структурная прочность грунта; $\dot{\sigma}$ – скорость изменения напряжения; $\dot{\varepsilon}$ – скорость деформации.

В условиях релаксации $\varepsilon = \text{const}$, $\dot{\varepsilon} = 0$, тогда получаем дифференциальное уравнение относительно $\sigma(t)$ в виде:

$$\dot{\sigma} + \sigma \frac{E}{\eta(t)} = \frac{\sigma^* E}{\eta(t)}. \quad (4)$$

Общее решение этого уравнения имеет вид:

$$\sigma(t) = e^{\int \frac{E}{\eta(t)} dt} \left(\int \frac{E \sigma^*}{\eta(t)} e^{-\int \frac{E}{\eta(t)} dt} dt + c \right). \quad (5)$$

В простейшем случае, когда $\eta(t) = \eta(0) = \text{const}$, имеем:

$$\sigma(t) = \sigma^* + (\sigma_0 - \sigma^*) e^{-\frac{E}{\eta} t}. \quad (6)$$

Значение вязкости грунта $\eta(t)$ может быть определено путём обратных расчетов результатов компрессионных испытаний грунта на стадии вторичной консолидации.

Уравнение наследственной ползучести Больцмана – Вольтерра в простейшем случае записывается в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_1} + \int_{\tau_1}^t K(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (7)$$

где $K(t, \tau)$ – ядро ползучести, представляющее собой скорость деформации при единичном напряжении, которое с учетом упрочнения определяется зависимостью вида:

$$K(t, \tau) = \frac{\partial}{\partial t} \varphi(\tau) \{1 - \exp[-\delta(t - \tau)]\}, \quad (8)$$

где δ – параметр ползучести, $\varphi(\tau)$ – функция старения (упрочнения).

Решение (6) при постоянстве начальной деформации $\varepsilon(t) = \varepsilon(0) = \text{const}$ без учета старения имеет вид [17]:

$$\sigma(t) = \sigma(\tau_1) \left\{ 1 - \frac{E_1}{E_1 + E_2} \left[1 - e^{-\left(\frac{\delta E_1 + E_2}{E_1} (t - \tau_1)\right)} \right] \right\}, \quad (9)$$

где $\sigma(\tau_1)$ – начальное напряжение; E_1 и E_2 – модули упругой и длительной деформаций; τ_1 – начало отсчета релаксации напряжений.

Модуль деформации E_2 может быть определен по значениям относительной деформации в процессе вторичной консолидации, вычисленным на момент времени t при известном коэффициенте вторичной консолидации C_α , а параметр ползучести δ аналогично параметру вязкости грунта $\eta(t)$ может быть определен путём обратных расчетов результатов компрессионных испытаний грунта на стадии вторичной консолидации.

Из (9) следует, что при $t = \tau_1$, $\sigma = \sigma(\tau_1)$, а при $t \rightarrow \infty$

$$\sigma(\infty) = \sigma(\tau_1) \frac{E_2}{E_2 + E_1} \quad (10)$$

Значения E_1 и E_2 , а также δ могут быть определены по результатам испытания штампом [17] или динамометрическим прибором (релаксметром) (рис. 5) [5, 18].

Испытание грунта в данном приборе происходит следующим образом. На станину 1 устанавливается кольцо с образцом грунта 1. На образец помещается поршень с динамометром 2, на который с помощью винта передается вертикальное давление P .

Если фиксировать давление σ под поршнем, то можно получить зависимость изменения давления σ во времени, изображенную на рис. 6. При перемещении поршня 2 происходит увеличение давления на образец грунта до $\sigma(\tau_1)$. После прекращения перемещения поршня давление уменьшается (релаксирует) до $\sigma(\infty)$.

В результате испытаний может быть получен E_1 по формуле (11), а также с учётом формул (9) и (10) E_2 по формуле (12) и δ по формуле (13) [17].

$$E_1 = m_{ko} \frac{\sigma(\tau_1)}{\varepsilon(\tau_1)} \quad (11)$$

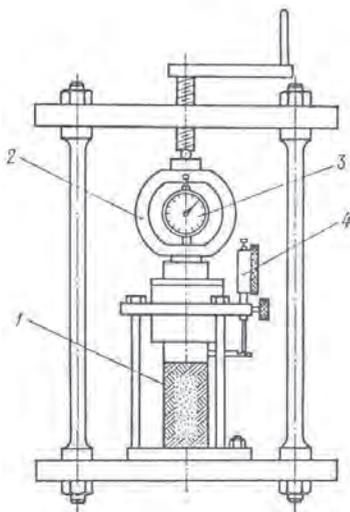


Рис. 5. Динамометрический прибор.
1 – образец грунта, 2 – динамометр,
3 – индикатор динамометра,
4 – индикатор измерения деформаций образцов грунта

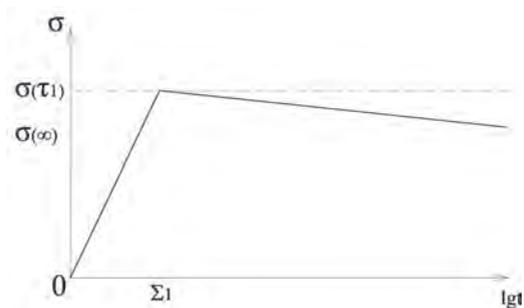


Рис. 6. Результаты испытания в релаксметре. Изменение напряжений σ после задания относительной деформации $\epsilon(\tau_1)$

$$E_2 = E_1 \frac{\sigma(\infty)}{\sigma(\tau_1) - \sigma(\infty)} \tag{12}$$

$$\delta = -\frac{1}{t} \ln \frac{E_2}{E_1 + E_2} \left(1 - \frac{\sigma(t) - \sigma(\infty)}{\sigma(\tau_1) - \sigma(\infty)} \cdot \frac{E_1 + E_2}{E_2} \right) \tag{13}$$

В полевых условиях исследование релаксации напряжения может быть выполнено с помощью релаксметра, представляющего собой металлическую пластину, снабженную мездозой, внедряемую в грунт и позволяющую фиксировать изменение напряжения в грунте.

Проведённые исследования показали, что конечное значение напряжения после релаксации $\sigma(\infty)$ зависит от коэффициента переуплотнения грунта и количества циклов инъекции. В связи с этим, для повышения $\sigma(\infty)$ целесообразно выполнять многоразовую инъекцию по манжетной технологии в одну точку [6].

После инъекции в грунте образуются остаточные напряжения, которые увеличиваются после каждой последующей инъекции, что существенно увеличивает эффективность нагнетания. На рис. 7 показан график изменения эффективности нагнетания во времени для двух образцов грунта, с предварительным нагнетанием и без него.

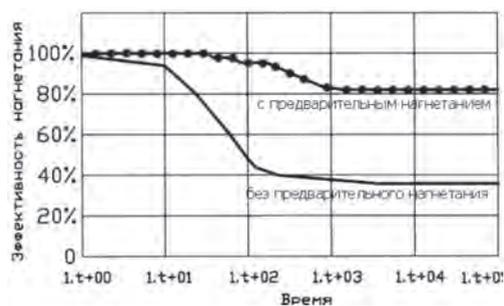


Рис. 7. Зависимость эффективности нагнетания во времени для образцов с предварительным нагнетанием и без него

В соответствии с представленным графиком (рис. 7), с течением времени происходит заметное уменьшение эффективности нагнетания на 20...60% (в зависимости от наличия или отсутствия предшествовавших циклов нагнетания), причем эффективность нагнетания

для образца без предварительного нагнетания снижается более чем вдвое, а для образца с предварительным нагнетанием всего на 20%.

Следует также учитывать, что увеличение остаточных напряжений после циклов инъекции свидетельствует и о влиянии начального напряженного состояния грунта на эффективность работ по нагнетанию.

Давление гидравлического разрыва грунта

Компенсационное нагнетание выполняется путём образования локально направленных гидроразрывов (вертикальных, горизонтальных, наклонных), заполняемых твердеющими растворами.

Выполненные экспериментальные исследования показали, что давление гидравлического разрыва грунта (ДГГ) зависит от множества факторов: существующего напряженно-деформированного состояния грунта с учетом его изменения в процессе инъекции, величины и скорости приложения нагрузки (скорости инъекции), вязкости раствора, неоднородности грунта, физико-механических характеристик грунта, способа установки и размеров инжектора [6, 19-24].

При увеличении циклов инъекции ДГГ увеличивается. Это связано с увеличением напряжений в грунте. В некоторых случаях вообще невозможно выполнить требуемое количество циклов. Так, при проведении инъекции под подошвой фундаментной плиты на ул. Воздвиженка [6] практически невозможно было осуществить 3-й цикл даже при давлении 5 МПа. В то же время, на опытном полигоне НИИОСП [22] без ограничения вертикальных перемещений было выполнено 10 циклов инъекции, при этом давление постепенно повышалось и достигло 3 МПа. Ограничение вертикальных перемещений может произойти и при частом расположении инжекторов, когда линзы затвердевшего раствора объединяются с инжекторами, образуя сплошную плиту, которая воспринимает давление инъекции, что приводит к повышению напряжения в грунте.

Некоторые значения ДГГ, зафиксированные на строительных площадках в процессе выполнения компенсационного нагнетания, представлены в таблице 1.

Анализируя результаты определения ДГГ, можно сделать следующие выводы.

В процессе нагнетания раствора давление вначале возрастает до максимального значения, при котором происходит разрыв корочки твердеющего раствора на поверхности инжектора (P_{fc}), затем происходит его падение, и дальше оно остается постоянным в процессе инъекции (P_{ff}).

Давление гидравлического разрыва P_{fc} при первом цикле инъекции в 2-6 раз меньше, чем при последующих. Это можно объяснить как увеличением корочки твердеющего раствора на поверхности инжектора, так и увеличением напряжений в массиве грунта в зоне инъекции.

С увеличением глубины инъекции P_{fc} и P_{ff} увеличиваются. Они также увеличиваются в случае, если инъекция осуществляется под фундаментом и особенно под фундаментной плитой.

Максимальные значения P_{fc} , зафиксированные для первого цикла инъекции составили 2,5 МПа, для последующих – 4 МПа. В некоторых случаях (под фундаментной плитой) инъекцию невозможно было выполнить и при давлении больше 5 МПа.

Максимальные значения P_{ff} были равны для 1-го цикла инъекции – 1,5 МПа, для всех последующих – 2,5 МПа.

В случае инъекции в пески ниже уровня подземных вод давление P_{ff} увеличивается по сравнению с инъекцией в аналогичные грунты выше уровня подземных вод.

Таблица 1

Значения ДГГ

№ п/п	Объект	Грунты	Глубина инъекции, м	Давление разрыва P_{fc} , МПа	Давление инъекции $P_{пг}$, МПа
1	Экспериментальный полигон НИИОСП	Насыпь	1-3,5	0,5/3,0*	0,3-0,7*
2	Тот же	Песок мелкий ср. плотности	3,5-5	0,5/3,0	0,5 -1,0
3	Площадь Рижского вокзала (жилой дом)	Песок от пылеватого до среднезернистого плотного	5**	0,3-0,5/0,5-1,5	0,3-0,5
4	Тот же	Суглинок $I_L=0,5$	5**	0,3-0,5/0,5-1,5	0,3-0,5
5	Завод МПЗ	Песок крупный плотный	0-1**	0,3-2,0/до 5	0,3- 1,5/0,5-2,0
6	Воздвиженка (административное здание)	Пески среднезернистые ср. плотности	0-3**	0,6-2,0/1,5->5,0	0,6/2,0
7	Тула (завод)	Суглинки $I_L=0,15$	5-7 7-10	0,5 /1,5 2,0/4,0	0,5-1,0 1,5-2,0
8	Пушкинский музей	Пески среднезернистые ср. крупности	4-20	1/3	0,5/1,5
9	Ермолаевский (административное здание)	Пески от мелких до гравелистых, средней плотности и плотных	2-8	0,5/1,5-2,5	0,5-1,0
10	Можайский Вал (комплекс административных зданий)	Песок	9-16	0,5/4,0	0,5-2,0
11	Тот же	Супесь пластичная	16-21	0,5/4,0	0,5-2,0
12	Ленинградский пр-т, 80	Пески	4*	2,5/4	1-1,5/1,5-2,5***

* – в числителе – давление при 1 цикле инъекции/ в знаменателе – при всех последующих циклах инъекции;

** – под подошвой фундамента;

*** – наименьшие значения соответствуют инъекции выше уровня подземных вод.

В общем случае давление гидравлического разрыва P_f определяется следующей зависимостью

$$P_f = f(s_m, s_{\alpha}), \quad (14)$$

где s_m и s_{α} – соответственно напряжения в массиве грунта и сопротивление растяжению, которое грунт может выдержать за счёт внутренних сил.

В случае, если грунт водонасыщенный и находится ниже уровня подземных вод, для образования гидроразрыва требуется, в соответствии с принципом эффективных напряжений, принимая во внимание разработанную модель грунта, преодолеть минимальные эффективные напряжения грунта s_t и гидростатическое давление u_0 , существующие в массиве грунта, а также дополнительные эффективные напряжения Ds_t и поровое давление D_u , которые возникли от давления инъекции

$$P_f = s_t + u_0 + Ds_t + D_u + s_{ta}, \quad (15)$$

где $Ds_t = \mu P_f$; μ – коэффициент бокового давления.

В случае если грунт представлен неводонасыщенным песком, и в нём не возрастает поровое давление, тогда

$$P_f = s_t + P_f \mu \text{ или } P_f = (s_t) / (1 - \mu) \quad (16)$$

При глубине 10 м, грунт – песок с $Y = 20$ кН/м, $\mu = 0,4$, $P_f = 124$ кПа.

Сравнивая давления, представленные в таблице 1, с результатами расчета по формулам (15) и (16), можно заметить, что измеренные значения несколько больше. Это можно объяснить тем, что давление замерялось по манометру, установленному на выходе из насоса, при этом не учитывались потери давления в процессе движения раствора по шлангам, инъектору и через отверстие с обратным клапаном в грунт, которые могут составлять от 30 до 50%.

Значения давления гидравлического разрыва может быть получено и по полуэмпирико-теоретическим зависимостям, которые были получены для глинистых грунтов на основе сравнения экспериментальных данных с результатами расчётов.

Jaworski G.W. и др. [24] на основе проведенных экспериментальных исследований влияния на гидроразрыв таких факторов как горизонтальное давление, влажность и скорость возрастания давления получил следующую зависимость

$$P_f = m s_m + s_{ta}, \quad (17)$$

где m – эмпирический коэффициент;

s_{ta} – напряжение растяжения, которое образец может выдержать за счёт внутренних сил. Значения m изменяются в пределах от 1,5 до 1,8 для илов и от 1 до 2 для глин.

Для недренированных глин может быть использована следующая эмпирическая формула

$$P_f = s_m + n s_u, \quad (18)$$

где $n=1,25$ – эмпирический коэффициент [25].

В работе [26] проанализированы существующие способы определения давления гидравлического разрыва в сравнении с данными, полученными при усилении грунта основания одного из исторических зданий в Лондоне, и выявлено, что наиболее близкие результаты имеют расчёты по формуле (17) для дренированных грунтов и (18) для недренированных.

Поскольку существует прямая связь между давлением гидравлического разрыва грунта и его напряженным состоянием, представляется возможным в первом приближении оценить созданное напряженное состояние грунта по результатам инъекции. При этом следует принимать давление, при котором происходит инъекция P_{ff} , а не давление, при котором разрушается корочка твердеющего раствора на внешней стороне инъектора.

Размеры линз гидроразрывов (толщина, ширина, длина)

Размеры сечения разрывов зависят от вида и проницаемости грунта, состава и расхода инъектируемого раствора, давления нагнетания, а протяженность разрыва в массиве зависит от продолжительности инъекции.

Некоторые экспериментальные данные с фотографиями гидроразрывов представлены в таблице 2.

Таблица 2

№ п/п	Вид грунта	В/Ц	Толщина разрыва, мм	Давление нагнетания, МПа*	Фотография разрыва
1	Насыпь [22]	0,8	10-30	0,3/4*	
2	Песок [22]	0,8	5-20	0,3/4	
3	Граница между слоями песка и насыпи [27]	0,8	10-30	0,3/4	
4	Суглинок (пл. Рижского вокзала)	1		0,4/2	
5	Насыпь (Ермолаевский пер.)	1	20-30	0,2/2	
6	Песок (Ермолаевский пер.)	1	10-30	0,4/2	
6	Суглинок (г.Тула)	1	8-12 (3 слоя общей шириной 40 мм)	0,5/4	

* – 0,3/4 – минимальное и максимальное давления нагнетания. Минимальное давление характерно для 1-го цикла инъекции, максимальное – 2-го и всех последующих.

На основе экспериментальных данных выявлено, что линза затвердевшего раствора, образующегося при гидроразрыве, имеет толщину 20-30 мм в насыпных грунтах, 5-20 мм в песках и 3-10 мм в глинах. При многократной инъекции формирование новой линзы происходит вдоль старой, что хорошо видно на фото из п.6 табл. 2. Линзы образуются, как правило, перпендикулярно минимальному главному напряжению. В насыпных грунтах линзы образуются хаотично, но в основном в горизонтальной плоскости (часто на границе с естественным грунтом) и сопровождаются поднятием грунта.

Размеры и сечения линз также зависят от плотности и вида нагнетаемого раствора (табл. 3) [27]. В связи с этим при регулировании НДС грунта важным является правильный выбор состава инъекционного раствора.

Таблица 3

Вид уплотняемого грунта	Нагнетаемый раствор		Толщина разрыва, см
	Вид	Плотность, т/м ³	
Песок средней крупности, средней плотности	Цементный	1,71	1,9
	Глиноцементный	1,26	0,8
	Глиносиликатный	1,36	0,4
	Бентонитосиликатный	1,10	0,3
Насыпной неуплотненный песчанистый грунт	Цементный	1,61	1,0-3,0*
Насыпные неуплотненные суглинки	Цементный	1,53	0,5-2,5*
Суглинки мягкой и текучепластичной консистенции	Цементогрунтовый **	1,45	2-6

* – минимальная и максимальная толщина разрыва соответствует минимальным и максимальным расходам раствора.

** – инъекция раствора производилась через скважины с предварительно прорезанными в стенках щелями.

Применяемые для инъекции растворы

Важным фактором, определяющим эффективность нагнетания, является проникающая способность растворов. Как указывалось выше, пластичность раствора является определяющей в момент формирования тела цементации и при определении границ зон цементации.

К растворам, применяемым для инъекции, предъявляются определенные требования:

– растворы должны быть стабильными. Усадка при твердении не должна превышать более 1%;

– модуль деформации затвердевшего раствора не должен быть большим из технико-экономических соображений. Он может отличаться не более чем в 3...4 раза от модуля естественного уплотняемого грунта;

– гранулометрический состав материалов (цемент, наполнители), применяемых в растворах, должен исключать возможность проникания в поры уплотняемого грунта при образовании разрывов под давлением;

– раствор должен иметь регулируемое время текучести, позволяющее исключить его распространение по разрывам за пределы границы создаваемого барьера.

В качестве инъекционных растворов в НИИОСП им. Н. М. Герсеева разработаны эффективные, экологически пригодные для этих целей растворы на основе цементных, зольных вяжущих с глинистыми и песчано-глинистыми наполнителями и в качестве ускорителей схватывания и твердения – химические добавки (силикатные и растворы хлористого кальция), а также суперпластифицирующие добавки на основе модифицированных сульфокислот.

В качестве инъекционного раствора может использоваться цементный раствор (на обыкновенном портландцементе по ГОСТ 10178-85) с добавками и заполнителями, с водоцементным отношением В/Ц в пределах 0,8...1,2. Состав раствора уточняется по результатам работ на опытном участке.

Для инъекции могут использоваться цементные растворы с добавлением бентонита и жидкого стекла с подвижностью по конусу АзНИИ 18 ... 20 см, прочностью на сжатие после твердения в водной среде в течение 28 суток 1,5 - 2,0 МПа, водоотделением в течение 2-х часов не более 2%.

Бентонит в качестве добавки до 10% массы цемента применяется в качестве добавки для получения минимального водоотделения, жидкое стекло (до 5% от веса цемента) – для повышения пластичности и сокращения сроков схватывания раствора. Применение суперпластификатора, в частности, С-3 в количестве до 1% массы цемента позволяет, в результате снижения вязкости раствора, повышать прочностные свойства раствора при его неизменных параметрах и технологических режимах инъекции.

Таблица 4

Вид уплотняемого грунта	Гидрологические условия	Рекомендуемые виды растворов
Глины, суглинки лессы	Обводненные	Цементный раствор+бентонит до 3%, В/Ц+б=1,1
		Цементный раствор+зола унос до 50%+С3 до 0,5%, В/Ц+з.у=1
		Цементный раствор (В/Ц=0,8)+силикат натрия до 5%
		Цементный раствор (В/Ц=0,7)+С3 до 0,5%
	Необводненные	Цементный раствор+ бентонит до 5%, В/Ц+б=1,25
		Цементный раствор+зола унос до 50%+С3 до 0,5%, В/Ц+з.у=1
		Цементный раствор (В/Ц=0,8)+силикат натрия до 3%
		Цементный раствор (В/Ц=0,7)+С3 до 0,5%
Пески, супеси	Обводненные	Цементный раствор+бентонит до 5%, В/Ц+б=1,25
		Цементный раствор+зола унос до 50%+С3 до 0,5%, В/Ц+з.у=1
		Цементный раствор (В/Ц=0,8)+силикат натрия до 5%
		Цементный раствор (В/Ц=0,7)+С3 до 0,5%
	Необводненные	Цементный раствор+ бентонит до 10%, В/Ц+б=1, 5
		Цементный раствор+зола унос до 50%+С3 до 0,5%, В/Ц+з.у=1
		Цементный раствор (В/Ц=0,8)+силикат натрия до 3%
		Цементный раствор (В/Ц=0,7)+С3 до 0,5%

В качестве заполнителя, сокращающего количество применяемого цемента, в инъекционном растворе может быть использована зола-уноса, являющаяся отходом производства тепловых электростанций при сухом золоудалении. Размер добавки золы-уноса в растворе определяется на основе лабораторных исследований.

Состав раствора для инъекции применяется в зависимости от вида и физико-механических свойств грунта и гидрогеологических условий площадки согласно табл. 4 и уточняется в лаборатории на опытно-производственных работах.

Вместо золы-уноса может применяться каменная мука, которая в 3 раза дешевле. При устройстве геотехнического барьера для защиты туннеля метро и окружающих зданий при строительстве депозитария для хранения экспонатов музея им А. С. Пушкина в Москве [32] эффективность применения каменной муки была экспериментально доказана.

Зона инъекции

Расстояние между инъекторами при нагнетании должно выбираться таким образом, чтобы происходило перекрытие зон образования полостей разрыва (рис. 8).

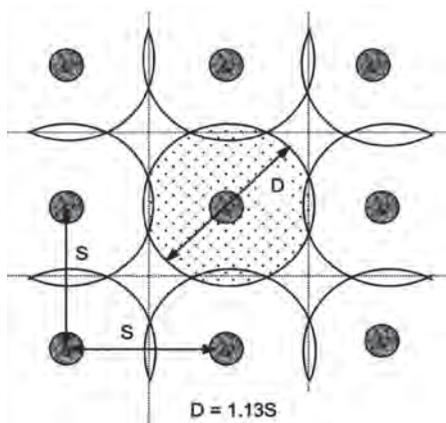


Рис. 8. Перекрытие зон полостей разрыва

На основе опыта проведения работ по инъекции с гидроразрывом установлен ряд закономерностей в распространении инъекционных растворов при давлениях выше давления гидравлического разрыва грунта [14]. Эти закономерности определяются следующими положениями, установленными в серии экспериментов:

- на первом этапе инъекции раствора образующиеся разрывы имеют, в основном, вертикальную ориентацию;
- в результате разрывных нарушений обычно образуется три полости. Они, как правило, направлены от инъектора равномерно по окружности под углом порядка 120° ;

– трещины разрыва, образующиеся в верхних зонах, повторяют направление в нижних, предыдущих зонах инъекции, т. е. сохраняется преобладание направлений полостей разрывных нарушений;

– направление полостей разрывных нарушений не меняется при пересечении отдельных прослоев различной проницаемости.

При инъекции раствора в каждую точку от 30 до 50 л протяженность разрывных полостей составит 0,5...1,0 м. В связи с этим расстояние между инъекторами с учетом надежного перекрытия полостей разрыва между собой также составляет 0,5...1,0 м.

Разрывы, заполненные твердеющим материалом, имеют, как правило, небольшое сечение (толщину и ширину). Размеры сечения разрывов зависят от вида и проницаемости грунта, состава и расхода инъектируемого раствора, давления нагнетания, а протяженность разрыва в массиве зависит от продолжительности инъекции. Например, толщина разрывов при инъекции различных растворов в песчаные грунты составляет 0,3...0,8 см, а ширина достигает 2,8 см (табл. 5).

Состав раствора	Исходная плотность раствора, г/см ³	Давление разрыва, МПа	Давление инъекции, МПа	Характеристика полости разрыва			
				Ширина, см	Толщина, см	Плотность затвердевшего раствора, г/см ³	Сопротивление осевому сжатию R _{сж} , МПа
Цементный	1,51	1,7	0,4-0,5	2,4	0,35	1,97	15
Глиноцементный	1,26	1,8	0,3-0,5	2,5	0,80	1,50	1,2
Глиносилкатный	1,36	1,6	0,4-0,6	2,8	0,40	1,38	0
Бентонитосилкатный	1,10	1,7	0,3-0,6	2,0	0,30	1,11	0

Технология производства работ по инъекции твердеющего раствора

Нагнетание рекомендуется производить через скважины (инъекторы), расположенные вертикально или наклонно [14], в основание фундаментов усиливаемых зданий и сооружений. В результате инъекции расчетных объемов раствора в массиве грунта происходит изменение НДС и, как следствие, повышение несущей способности и снижение деформативности основания.

Технология производства работ по инъекции твердеющего раствора следующая.

До начала строительства в вертикальной (или наклонной) плоскости на расчетную глубину задавливаются инъекторы (или устанавливаются в предварительно пробуренные скважины), и производится разовая закачка цементного раствора – 1-я стадия (заполнительная цементация), при которой заполняются все имеющиеся полости, трещины, зоны пониженной плотности в грунте, происходит уплотнение и армирование грунта линзами цементного раствора, и создается более жесткая структура, т. е. грунт подготавливается для дальнейшего нагнетания инъекционного раствора.

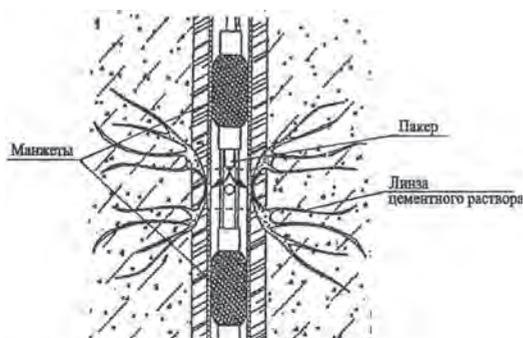


Рис. 9. Конструкция пакера

нагнетание), состоящая из нескольких циклов, количество которых определяется расчетом.

Максимально допустимое давление нагнетания для стадий заполнительной цементации и компенсационного нагнетания, как правило, принимается равным 4 МПа.

Инъекцию следует производить в две очереди, первоначально обрабатывая все инъекторы, например, нечетного, затем четного ряда. Между закачками выдерживается технологическая пауза длиной не менее 2-х суток.

Нагнетание осуществляется по манжетной технологии небольшими объемами методом многократной инъекции (многократно в одно и то же место). Нагнетание инъекционного

раствора производится через тампон (пакер), который передвигается внутри инжектора снизу вверх (рис. 9).

Инжектор представляет собой металлическую трубу с отверстиями (например, $\varnothing 42$ мм), расположенными с шагом по высоте 0,35 м. На боковой поверхности трубы проточены круговые канавки, в каждой из которых просверлено по 4 отверстия диаметром 5-7 мм. Отверстия закрыты резиновыми кольцами, выполняющими роль обратного клапана. Пакер представляет собой трубу с отверстиями, просверленными с тем же шагом, что и в инжекторе, и двумя манжетами, препятствующими прохождению инъекционного раствора.

При длине пакера в 0,8 м одновременно могут инжектироваться две зоны по 0,35 м, далее пакер передвигается вверх на 0,7 м, и инжектируются следующие две зоны. Нагнетание производится порциями по 60-100 литров на каждое положение пакера (по 30-50 л на зону).

Сразу после инъекции раствора скважина промывается, при этом пакер передвигается в обратном направлении (сверху вниз) с интервалом, кратным расстоянию по высоте между отверстиями инжектора (350 мм). При каждом положении пакера в скважину закачивается объем воды из расчета 5 литров на одну зону инъекции.

Выполнение обеих стадий нагнетания может осуществляться цементным раствором с $V/C=0,8$. Для приготовления данного раствора используется портландцемент М400 с добавлением пластификатора и бентонита, о чем было сказано выше в разделе 2.

В ходе выполнения работ по усилению фундаментов здания осуществляется обязательный геодезический контроль вертикальных перемещений усиливаемых (защищаемых) конструкций.

Для инъекции раствора в грунт используется замкнутая рабочая система «рабочая емкость – насос – трубопровод – инжектор». В рабочей емкости производится смешивание составляющих инъекционного раствора. После открывания клапана инъекционный раствор под собственным весом попадает в шланг низкого давления. Далее с помощью насоса создается требуемое начальное давление p_0 и происходит поступление заданного объема раствора через систему инжекторов в грунт. Описанная технология позволяет реализовать непрерывное поступление раствора в грунт.

Для инъекции раствора в грунт по описанной выше технологии может быть применено следующее оборудование:

- электрический отбойный молоток фирмы Makita – для внедрения инжекторов в грунт;
- растворомешалка РМ 350;
- насос НБ 3/160;
- буровой станок типа СБГ;
- шланги высокого давления РВД-160.

Методики расчета объема инъекции для создания внутри грунтового массива заданного НДС

Расчет изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива в процессе геотехнических работ, в том числе усиления грунта основания, рекомендуется выполнять путем математического моделирования численными методами, например, с помощью программы PLAXIS [6, 31]. При этом должна использоваться модель, учитывающая зависимость модуля деформации от напряженного состояния, а также ползучесть грунта.

Инъекция твердеющего раствора в грунт основания и по боковой поверхности свай в программе PLAXIS может быть описана:

– на стадии заполнительной цементации – в виде зоны заданной глубины с шириной 0,5...1,0 м с увеличенными (улучшенными за счет линз цементного камня) значениями E , ν и φ ;
 – на стадии последующих инъекций с гидроразрывом – с помощью объемного расширения грунта.

Требуемые объёмные деформации грунта могут быть также определены аналитически.

Рассмотрим методику выполнения аналитического расчета при инъекции твердеющего раствора по боковой поверхности.

Объем расширения Δv для создания требуемых горизонтальных напряжений $\Delta \sigma_x$ может быть определен (если отсутствуют экспериментальные данные) из решения известной задачи о расчете толстостенного цилиндра при действии внутреннего и наружного давления [33]. Расчётная схема представлена на рис. 10.

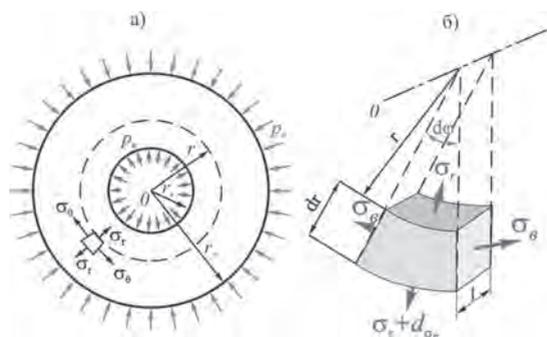


Рис. 10. Расчётная схема: а – в плане, б – фрагмент в объёмном виде

В связи с полярной симметрией цилиндра и нагрузки нормальные напряжения σ_r и σ_θ являются главными. Для нахождения значений главных напряжений в [33] было рассмотрено распределение напряжений в теле цилиндра и получены равенства, которые носят название формул Ламе.

$$\sigma_r = -\frac{1}{r_n^2 - r_b^2} [p_n r_n^2 \left(1 - \frac{r_b^2}{r^2}\right) + p_b r_b^2 \left(\frac{r_n^2}{r^2} - 1\right)] \quad (19)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{1}{r_n^2 - r_b^2} [p_n r_n^2 \left(1 + \frac{r_b^2}{r^2}\right) - p_b r_b^2 \left(\frac{r_n^2}{r^2} - 1\right)] \quad (20)$$

Они были разработаны, как уже указывалось выше, для расчёта толстостенных цилиндров, на которые действуют внутреннее p_b и внешнее p_n давления. В случае массива грунта при определении p_b и p_n должно учитываться существующее НДС в массиве грунта с учётом его переуплотнения от ранее приложенной нагрузки. Дополнительно для p_b следует учитывать изменение НДС массива грунта в результате изготовления сваи или приложения нагрузки.

Для повышения точности расчёта рекомендуется p_n на расстоянии r_n^2 определять опытным путём в процессе выполнения работ на опытном участке.

Относительная деформация ε в направлении, перпендикулярном оси цилиндра, на расстоянии r будет равна:

$$\varepsilon = (2\pi(r + u) - 2\pi r)/2\pi r = u/r; \quad (21)$$

На основании обобщенного закона Гука при $\sigma_0 = 0$

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_r - \mu\sigma_\theta)}{E} = \frac{u}{r} \tag{22}$$

Подставляя в это выражение σ_r и σ_θ (выражения (19) и (20)), получим

$$u = \frac{1}{E(r_n^2 - r_b^2)} \left[(1 - \mu)(p_b r_b^2 - p_n r_n^2)r - (1 + \mu)(p_n - p_b) \frac{r_n^2 r^2}{r} \right] \tag{23}$$

Значения напряжений и перемещений могут быть определены и через деформации для случая отсутствия деформаций на расстоянии $r = r_n$ (рис. 11) [17, 34].

$$\sigma_r = \frac{Eu_1 r_n}{(r_n^2 - r_b^2)(1 - \mu^2)} \left[r^2(1 + \mu) + r_n^2(1 - \mu) \right] \tag{24}$$

$$\sigma_\theta = - \frac{Eu_1 r_n}{(r_n^2 - r_b^2)(1 - \mu^2)} \left[r^2(1 + \mu) - r_n^2(1 - \mu) \right] \tag{25}$$

$$u = - \frac{u_1 r_n}{(r_n^2 - r_b^2)} \left(r - \frac{r_n^2}{r} \right) \tag{26}$$

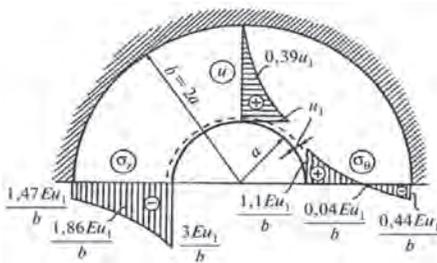


Рис. 11. Распределение напряжений

При инъекции твердеющего раствора в грунт по описанной выше технологии образуется зона радиусом r_e , в которой возникают напряжения σ_e . Для прикидочных расчётов значение r_n может быть принято $r_n = 6r_b$ [17]. На основе проведенных экспериментальных исследований $r_b = a + (0,5 \dots 1,0)$ м, где a – радиус скважины при устройстве инъектора. На границе этой зоны перемещение массива грунта u_e в соответствии с зависимостью (26) будет равно:

$$u_b = (1 + \mu) \frac{\sigma_b r_n}{E} \tag{27}$$

Таким образом, может быть предложена следующая методика определения объёма инъекции твердеющего раствора при требуемых значениях σ_l .

По формуле (27) определяется требуемое перемещение u_l , затем по формуле (28) вычисляется объём расширения Δv на единицу длины сваи.

$$\Delta v = 1 \times \pi[(r_1 + u_1)^2 - r_1^2], \tag{28}$$

где u_1 – перемещение грунта на расстояние от центра сваи r_1 .

С другой стороны, общий объём раствора инъекции Q_n для выполнения опрессовки боковой поверхности сваи зависит от механических и фильтрационных характеристик грунта, а также от пористости и от наличия пустот в грунте и в общем виде может быть определен следующим образом:

$$Q_n = Q_d + Q_{\phi 1} + Q_{\phi 2}, \tag{29}$$

где Q_d – объём раствора, необходимый для создания требуемых объемных деформаций грунта; $Q_{\phi 1}$ – объём раствора, заполнившего поры и отдельные пустоты в грунте; $Q_{\phi 2}$ – объём раствора, профильтровавшегося за расчётную зону инъекции.

Объём раствора Q_d , необходимый для создания требуемых объемных деформаций грунта ΔV , определяется по формуле:

$$Q_d = 100\Delta V / K_o, \tag{30}$$

где K_o – объем цементного камня, образовавшегося после твердения, в процентах от объема раствора. Определяется по графикам рис. 12 в зависимости от водоцементного отношения [30].

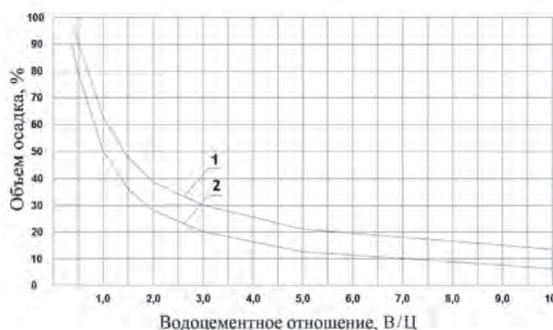


Рис. 12. Зависимость объема выхода цементного камня относительно объема закаченного раствора различного В/Ц при выстойке без давления (1) и под давлением (2)

Объем раствора, заполнившего поры и отдельные пустоты в грунте, составит:

$$Q_{\phi 1} = (0,1 \dots 0,5) V_{\text{гр}} n, \quad (31)$$

где $V_{\text{гр}}$ – объем рассматриваемого грунта; n – пористость.

Минимальное значение в формуле (31) соответствует супеси, максимальное значение – гравелистым пескам.

Параметры нагнетания (состав и общий объем раствора инъекции, число инъекторов и циклов инъекции, расстояние между инъекторами) подбирают таким образом, чтобы объем раствора, профильтровавшегося за расчетную зону инъекции $Q_{\phi 2}$, был минимальным и во всех случаях меньше значений, вычисленных по формуле:

$$Q_{\phi 2} \leq K_1(Q_d + Q_{\phi 1}), \quad (32)$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий расход объема раствора, профильтровавшегося за пределы расчетной области и равный 0,5.

Расстояние между инъекционными точками подбирается из условия перекрытия зон уплотнения и образования полостей разрыва.

Таким образом, учитывая вышеприведенное, величина объемного расширения грунта Δv зависит от числа циклов нагнетания, вида грунта, глубины зоны инъекции и давления нагнетания.

Повышения значения σ_r не могут происходить бесконечно. Их максимальное значение следует определять, исходя из уравнения предельного равновесия:

$$(\sigma_r - \sigma_v)/(\sigma_r + \sigma_v + 2c \operatorname{ctg} \varphi) = \sin \varphi, \quad (33)$$

$$\text{или} \quad \sigma_r = \sigma_v (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi) + 2c \cos \varphi/(1 - \sin \varphi), \quad (34)$$

где σ_v – вертикальные напряжения в массиве грунта в рассматриваемой точке.

Повышение жесткости основания плитных и плитно-свайных фундаментов

Искусственное изменение напряженно-деформированного состояния грунта позволяет подготовить грунт для восприятия нагрузки и изменять его напряженно-деформированное

состояние в процессе строительства (при необходимости), что можно рассматривать как некоторое преднапряжение грунта по аналогии с железобетонными конструкциями [17].

Возможны 3 варианта преднапряжения грунта основания плитных и плитно-свайных фундаментов:

1. Выполнение преднапряжения до устройства фундаментной плиты и приложения нагрузки ($s_x=s_y=s_p$; $s_z=0$)
2. Выполнение преднапряжения после устройства фундаментной плиты и приложения части нагрузки, достаточной для ограничения перемещения фундамента вверх ($s_x=s_y=s_z=p$);
3. Выполнение преднапряжения согласно варианту 2 и дополнительное регулирование НДС грунта в процессе приложения нагрузки.

Во всех вариантах s_x, s_y, s_z – дополнительные напряжения в грунте в результате создания в грунте всестороннего давления p .

Расчёт осадки в этом случае следует производить для 1 варианта с учетом измененного модуля деформации грунта, для 2 варианта – по билинейной модели до нагрузки равной p , для 3 варианта – по билинейной модели с учетом одновременного действия вертикальной нагрузки и давления p .

В случае плитного фундамента повышать жесткость основания достаточно в зоне приложения нагрузки (колонн и стен). Повышение жесткости в этом случае будет зависеть от напряженного состояния грунта и свободы его деформирования. В связи с этим данную работу лучше производить после возведения фундамента здания и создания части нагрузки. Максимальные напряжения в грунте в этом случае будут соответствовать таким напряжениям, при которых происходит подъем фундамента, то есть весу вышележащих конструкций и сопротивлению фундаментной плиты локальному подъему.

Рассмотрим повышение жесткости грунта основания на конкретном примере [19].

В период с февраля по май 2014 года по проекту, разработанному НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, выполнялись работы по усилению оснований и фундаментов здания по адресу: ул. Воздвиженка, д.9 (рис. 13).



Рис. 13. Общий вид здания

Задачей работ являлось повышение несущей способности фундаментной плиты и основания здания для восприятия расчетных нагрузок в результате реконструкции, которая предполагала надстройку и, соответственно, увеличение нагрузки на фундамент. Предварительный расчет фундаментов показал, что при увеличении нагрузки потребуется дополнительное армирование (как по изгибающему моменту, так и на продавливание). В связи со сложностью выполнения такой работы, не нарушая габариты подвала по высоте, было принято решение повысить жесткость основания.

Конструктивная схема рассматриваемого здания – смешанная, с несущими наружными и внутренними стенами и отдельно стоящими опорами круглого и квадратного сечения.

Основанием для большей части фундаментной плиты являются древнеаллювиальные пески средней крупности с редким гравием, средней плотности и плотные, малой и средней степени водонасыщения общей вскрытой мощностью 13,4-14,0 м. В пределах габарита существующего здания на исследованную глубину подземные воды вскрыты не были.

Поставленная задача была достигнута следующим образом.

Перед дополнительным нагружением фундамента в плите были выполнены сквозные отверстия в зоне продавливания в количестве от трех (для круглых колонн через 120° по окружности) до четырех (для прямоугольных колонн против центра каждой стороны колонны).

Через эти отверстия в грунт основания были внедрены иньекторы до глубины не менее ширины зоны продавливания от дополнительной нагрузки на колонну.

Далее через иньекторы осуществлялась подача твердеющего раствора под давлением, превышающим давление разрыва грунта, создавая напряженно-деформированное состояние, способное воспринимать дополнительную нагрузку на колонну. Важный момент в выполнении работ – сохранить целостность плитного фундамента под колонной, чтобы не был превышен допустимый выгиб плитного фундамента под колонной от строительного подъема основания.

В период дополнительного нагружения колонны до расчетной величины осуществлялся мониторинг деформаций выгиба и прогиба плитного фундамента под колонной, при этом было выполнено 3 цикла иньекции цементного раствора в грунт основания в расчетной зоне до достижения устойчивого состояния плитного фундамента.

Производство иньекционных работ начиналось с опытного участка. На опытном участке подбирались состав иньекционного раствора и давление, определялось оптимальное расстояние между иньекторами, объем закачиваемого раствора в каждую точку, количество циклов иньекции и др.

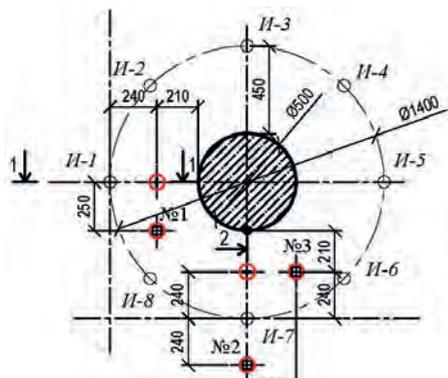
Работы на опытном участке (колонна в осях 2/Д) проводились в период с февраля по май 2014 года. Схема опытного участка представлена на рис. 14, общий вид опытного участка – на рис. 15. Разрез по 1-1 представлен на рис. 16.

Погружение иньекторов $\varnothing 42$ мм осуществлялось в предварительно пробуренные под бентонитовым раствором скважины $\varnothing 63$ мм глубиной 3,8 м. После бурения скважины заполнялись тампонажным цементно-бентонитовым раствором.

Нагнетание цементного раствора осуществлялось в две стадии: 1-я стадия – заполнительная цементация, состояла из одного цикла нагнетания; 2-я стадия – компенсационное нагнетание, состояла из двух циклов нагнетания. Максимально допустимое давление нагнетания для стадий заполнительной цементации и компенсационного нагнетания принималось равным 3 МПа. Каждый цикл нагнетания в свою очередь делился на два подцикла, в которых поочередно осуществлялась закачка через нечетные и четные иньекторы (по четыре иньектора). Между подциклами выдерживалась технологическая пауза длиной не менее 2-х суток.

Нагнетание проводилось порциями по 100 л на каждое положение пакера (по 50 л на зону). Общее количество зон иньектирования – 8.

Выполнение первой и второй стадий нагнетания осуществлялось цементным раствором с В/Ц=0,8. Для приготовления данного раствора на первой стадии использовался портландцемент М400 с добавлением пластификатора С-3 в количестве 1.5% и бентонита в количестве 3% от массы цемента. Для второй стадии использовался раствор того же состава, что и для 1-й стадии, но с добавлением жидкого стекла в количестве 3% от массы цемента.



Условные обозначения:

- №1 - инклинометрическая свая №1 (низ сваевы находится на отм. -7,500 м)
- свая №2 с мезозонами (низ сваевы по разрезам 1-1 и 2-2)
- H-1 - иньектор №1
- марка

Рис. 14. Схема опытного участка



Рис. 15. Общий вид опытного участка

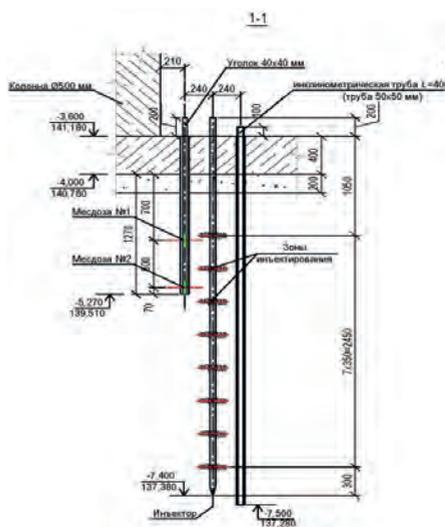


Рис. 16. Разрез 1-1 по опытному участку

В ходе выполнения работ по усилению фундаментов здания осуществлялся геодезический мониторинг вертикальных перемещений его конструкций по 23-м маркам, установленным на колоннах, и 18-ти маркам, установленным в цокольной части наружных стен. По результатам геодезического мониторинга вертикальные перемещения колонн составили от -2 до 9 мм, наружных стен от -1 до 2 мм. Для большинства колонн наблюдался подъем $2-4$ мм.

На опытном участке, кроме того, осуществлялся инклинометрический мониторинг и мониторинг напряженно-деформированного состояния.

Инклинометрический мониторинг на опытном участке включал в себя регулярное (после каждого подцикла нагнетания) снятие показаний инклинометром (инклинометр гироскопического типа, фирмы SiSGeo) с 3-х инклинометрических труб, установленных в грунт. Направления максимальных перемещений инклинометрических труб в плане и их значения приведены на рис. 17.

В результате 2-го цикла инъекций цементного раствора инклинометрические трубы получили большие перемещения, после чего дальнейшие измерения в них были прекращены. На момент прекращения измерений максимальное перемещение в плане составляло: для трубы №1 – 60 мм (глубина $1,9$ м от верха фундаментной плиты); для трубы №2 – 60 мм (рис. 18, глубина $1,4$ м); для трубы №3 – 40 мм (глубина $1,4$ м).

Значительные горизонтальные перемещения инклинометрических труб (до 6 см) уже на первых двух циклах инъекций свидетельствуют о больших давлениях, действующих в грунтовом массиве во время закачек цементного раствора.

Наличие значительных напряжений в массиве грунта основания плитного фундамента подтверждено мониторингом напряженно-деформированного состояния грунтового массива, который осуществлялся с помощью месдоз. По типу применялись мембранные тензорезисторные месдозы. Тензорезисторная месдоза состоит из металлического корпуса, одна из сторон которого представляет собой гибкую упругую мембрану, с внутренней поверхности которой наклеен тензорезистор. Сопротивление тензорезистора меняется при небольших деформациях мембраны. Измерительный прибор – тензометр, преобразующий данные изменения сопротивления в относительные деформации тензорезистора (мкм/м). На опытном участке использовался цифровой тензометр ЦТИ-1.

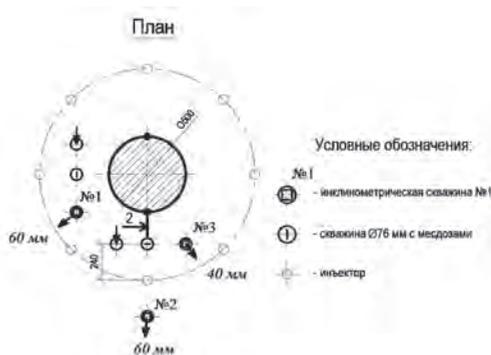


Рис. 17. Схема расположения инклинометрических труб и векторов перемещений

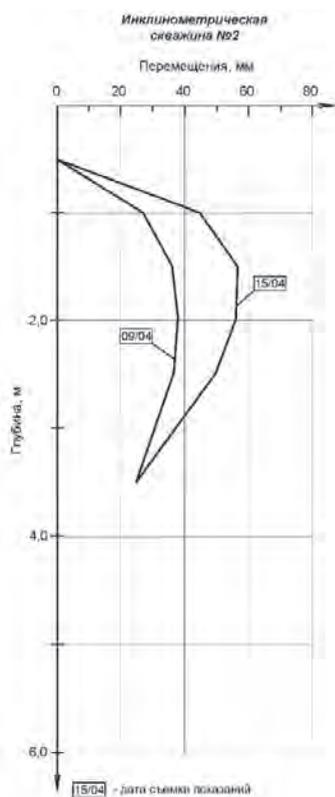


Рис. 18. Результаты измерения горизонтальных перемещений с помощью инклинометра 2

Всего на опытном участке было установлено 4 месдозы, по две месдозы на скважину (всего 2 скважины глубиной 1,7 и 2,7 м). Глубина установки месдоз варьируется от 1,1 до 2,6 м (считая от верха фундаментной плиты). Расстояние от месдоз до оси ближайшего к ним иньектора составляет 0,24 м. Расположение месдоз в плане и по высоте скважин представлено на рис. 14, 16. Снятие показаний со всех месдоз осуществлялось непрерывно в ходе всех 3-х циклов нагнетания цементного раствора, а также эпизодически во время технологических перерывов между циклами нагнетания.

Основные результаты мониторинга НДС грунтового массива на опытном участке представлены на рисунке 19.

Как видно из рис. 19, после установки месдоз были зафиксированы нулевые значения. В ходе выполнения трех циклов закачек давление на месдозах увеличилось до 0,57 кгс/см² (месдоза №3) и 1,71 кгс/см² (месдоза №4). Данные результаты свидетельствуют о существенном изменении НДС и усилении грунтового массива в результате выполнения закачек цементного раствора.

Следует заметить, что значения давлений, представленных на рис. 19, являются стабилизированными, т. е. они зафиксированы через 20-25 минут после полного окончания цикла иньектирования. Непосредственно в ходе выполнения иньекции горизонтальное давление на мембраны месдоз быстро менялось и достигало существенно больших

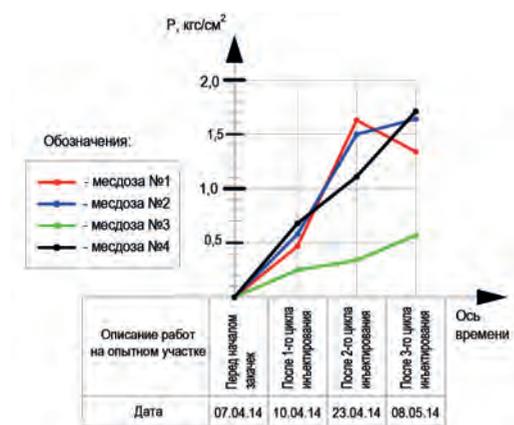


Рис. 19. График изменения горизонтального давления (стабилизированные значения) грунтового массива на упругую мембрану месдоз №1-№4 в ходе выполнения закачек на опытном участке

значений по сравнению со стабилизированным состоянием. Максимальное давление в ходе закачек составило для месдоз №1-№4 7,11; 5,12; 3,21 и 2,77 кгс/см² соответственно.

После выполнения 3-х циклов нагнетания цементного раствора на опытном участке было выполнено зондирование грунтов основания ручным зондом конструкции Хамова в двух точках на глубину 3 м от низа бетонной подготовки. Точки зондирования располагались на расстоянии 0,3 м от ближайшего иньектора.

В результате зондирования было получено, что плотность сложения песков выросла со средней до плотной, модуль деформации вырос с 30 МПа (считая от низа бетонной подготовки) до 50-100 МПа.

Данные результаты свидетельствуют о существенном изменении НДС и усилении грунтового массива плитного фундамента в результате выполнения иньекций цементного раствора.

Выполненная впоследствии надстройка 2-х этажей подтвердила правильность принятых проектных решений по усилению грунта основания. При этом было выполнено минимальное воздействие на конструкции здания.

Работы, подобные описанным выше, можно осуществлять и для плитно-свайных фундаментов, проводя иньекцию в грунт основания под его плитной частью, увеличивая тем самым прочностные и деформационные свойства грунта. Кроме этого, для плитно-свайных фундаментов возможно применение иньекции для повышения несущей способности буронабивных свай. Данный вопрос планируется рассмотреть в следующей статье.

Заключение

На основании проведенных исследований предложена методика расчета и технология выполнения работ по снижению осадки фундамента за счет изменения напряженно-деформированного состояния основания путем иньекции твердеющего раствора. Эффективность её доказана применением на конкретном объекте.

Библиографический список

1. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений
2. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты
3. СП 361.1325800.2017 Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов
4. Крыжановский А.Л., Бокижанов Х. И.-М. Потапов В.Н. Уменьшение осадки икрена сооружений методом предварительного напряжения их оснований/Энергетическое строительство №5, 1990 г. С. 40-43

5. Шулятьев О.А. Искусственное изменение напряженно-деформированного состояния грунта для решения геотехнических задач/Труды НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2001
6. Петрухин В. П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства: Научное издание / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. – М.: АСВ, 2015. – 224 с.
7. Способ возведения зданий комплексной застройки. Патент № 2391464. Авторы: Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А. Бюл. №16, 2010.
8. Устройство подземного сооружения для возведения зданий плотной городской застройки. Патент на п/м №79300. Авторы: Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А. Бюл. №36, 2008
9. Способ предотвращения продавливания плитного фундамента ограниченной толщины под колонны при ее дополнительной нагрузке. Патент на изобретение №2692217. Авторы: О.А. Шулятьев, Ф.Г. Габиров, О.А. Мозгачева, В.С. Лесницкий, 2019г.
10. Шулятьев О.А. Лабораторные исследования влияния напряженного состояния на деформационные характеристики песчаных грунтов/ О.Н. Исаев, Р.Ф. Шарафутдинов, В.С. Морозов, Д.С. Закатов // Вестник НИЦ «Строительство». Геотехника и подземное пространство: Сб. статей. Вып.1(20)/ под ред. А.И. Звезда – М.: АО «НИЦ «Строительство», 2019. С. 140 – 153.
11. Шулятьев О. А. Изменение напряженно-деформированного состояния массива грунта или его уплотнение при инъекции / О. А. Шулятьев // Основание, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 3. – С. 39–40.
12. Шулятьев О. А. Основания и фундаменты высотных зданий / О. А. Шулятьев. – М.: АСВ, 2016. – 392 с.
13. Сергеев В.И. Разрывные нарушения в аллювиальных грунтах в процессе инъекции. // Тр. VIII совещания по закреплению, уплотнению грунтов в строительстве. – Киев.: Будивельник, 1974. – С. 213-215.
14. Шулятьев О. А. Исследование изменения порового давления в глинистых грунтах при действии гидростатического давления / О. А. Шулятьев / Фундаментостроение в условиях слабых и мерзлых грунтов: Межвуз. тематич. сб. тр. – Л.: ЛИСИ, 1983. – С. 88–95.
15. Далматов Б. И., Нгуен В. К. Определение коэффициента сжимаемости поровой воды в глинистых грунтах / Б. И. Далматов, В. К. Нгуен / Матер. XXX научн. конф. ЛИСИ. – Л.: ЛИСИ. 1971. – С. 2–7.
16. Кульчицкий, Л. И. Роль воды в деформировании свойств глинистых пород / Л. И. Кульчицкий. – М.: Недра, 1974. – 211 с.
17. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов / З. Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 552 с.
18. ГОСТ Р 58327-2018. Грунты. Метод лабораторного определения параметров релаксации.
19. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. 2005. Vertical Geotechnical Barrier Erected by Compensation Grouting: 5-й междуна. симпозиум Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground 2005. TS28 Amsterdam.
20. Камбефор А. – Инъекция грунтов - М.: Энергия, 1971
21. Кулеев М.Т. и др. – Противофильтрационная завеса Асуанской плотины. – М.: Энергия, 1970
22. Шулятьев О.А., Ибрагимов М.Н., Мозгачёва О.А., Минаков Д.К. Экспериментальные исследования изменения НДС грунта при устройстве геотехнического барьера/Вестник НИЦ «строительство». НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. Геотехника и подземное строительство. №10, 2014.

23. *Ибрагимов М.Н.* Вопросы проектирования и производства уплотнения грунтов инъекцией растворов по гидроразрывной технологии / Журнал ОФМГ № 1, 2015 г
24. *Jaworski G.W., Seed H.B. and Duncan J.M.* Laboratory study of hydraulic fracturing. J. Geotechnical Engrg. Div., 107(6) 1981, 713-732
25. *Atkinson J.H., Cyarles J.A. and Mhach* Undrained hydraulic fracture in cavity expansion tests. Proc., 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng. Vol. 3 Oxford & IBH New Delhi, India, 1009 – 1012, 1994
26. *Marchi M., Gottardi G. and Soga K.* Fracturing Pressure in Clay. J. Geoenviron. Eng. Eng., 140(2) 2014
27. *Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Ибрагимов М.Н., Мозгачёва О.А.* Способы изменения напряженно-деформированного состояния грунтов основания/Вестник НИЦ «Строительство». НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. Геотехника и подземное строительство. №10, 2014
28. *S. K. A. Au; K. Soga; M. R. Jafari; M. D. Bolton; and K. Komiya* Factors Affecting Long-Term Efficiency of Compensation Grouting in Clays. Journal of geotechnical geoenvironmental engineering. ASCE, vol.129, pp124-132, Mexico.
29. *K. Soga; S.K.A. Au; M. R. Jafari; M. D. Bolton.* Laboratory investigation of multiple grout injection into clay. Geotechnique 54, No2, 81-90.
30. *Ибрагимов М.Н.* Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов/ М. Н. Ибрагимов, В. В. Семкин. – М.: АСВ, 2012 г. – 256 с.
31. СТО 36554501-007-2006 Проектирование и устройство вертикального или наклонного геотехнического барьера методом компенсационного нагнетания. М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2006. – 21 с.
32. *Шулятьев О.А.* Освоение подземного пространства городов : научное издание / О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачёва, В. С. Поспехов. – М.: АСВ, 2017. – 510 с.
33. *Дарков А.В., Шпиро Г.С.* Сопротивление материалов/ А.В.Дарков, Г.С.Шпиро. – М.: Высшая школа, 1975, – 654с.
34. *Варданян Г.С.* Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности/ Г.С.Варданян, В.И.Андреев, Н.М.Атаров, А.А.Горшков/ 2-е изд., испр. и доп. – М.: НИЦ инфра-м, 2015 . - 568 с. Варданян Г.С., Андреев В.И., Атаров Н.М., Горшков А.А.

Авторы:

Олег Александрович ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» по научной работе, Москва

Oleg SHULYATYEV, Ph. D. (Engineering), Deputy technical Director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiosp35@yandex.ru

Ольга Анатольевна МОЗГАЧЕВА, заместитель заведующего лабораторией освоения подземного пространства городов НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Olga MOZGACHEVA, Deputy head of the Laboratory of underground urban space development, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiosp35@yandex.ru