РАСЧЕТ ОСАДОК ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ СДВИГА ВО ВРЕМЕНИ

В. М. УЛИЦКИЙ – д-р техн. наук, профессор, лауреат Государственной премии РФ, научный руководитель «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», зав. кафедрой оснований и фундаментов ПГУПС, председатель Городской экспертно-консультационной комиссии (ГЭКК) по основаниям, фундаментам и подземным сооружением при Администрации Санкт-Петербурга.

А. Г. ШАШКИН – канд. техн. наук, генеральный директор НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», секретарь ГЭКК по основаниям, фундаментам и подземным сооружением при Администрации Санкт-Петербурга.

К. Г. ШАШКИН – канд. техн. наук, член РОМГГиФ, ведущий специалист НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

М. А. ЛУЧКИН – специалист НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

В статье изложен метод расчета осадок, в основу которого положена модель упруговязко-пластической среды. На примере многочисленных длительных натурных наблюдений демонстрируется эффективность метода, учитывающего не только консолидационные процессы, но и развитие деформаций формоизменения. Последним, как следует из анализа натурных измерений, принадлежит ключевая роль в осадках зданий. Расчетный метод построен исключительно на стандартных методиках испытания грунтов, что облегчает его использование в проектной практике. Материалы статьи официально представлены в технический комитет № 38 «Взаимодействие зданий и оснований».

ВВЕДЕНИЕ

Прогноз деформаций основания зданий и сооружений является приоритетной задачей механики грунтов. Развитие и уточнение расчета осадок весьма актуально и сегодня, и в особенности, для оснований, сложенных слабыми грунтами. В Санкт-Петербурге существует множество примеров, когда рассчитанные, казалось бы, в полном соответствии с действующими нормами здания на свайных фундаментах получают осадки в несколько десятков сантиметров (вместо рассчитанных 8 см), а осадки здания на естественном основании превышают 1 м (при рассчитанной осадке 20 см). Причиной такого несовершенства прогноза осадок, как мы инженерно-геологических изысканий, а, скорее, весьма упрощенный подход к физике явления. Как справедливо отмечал М.Н.Гольдштейн

увидим ниже, являются отнюдь не ошибки

[1], существующие методы расчета осадок вследствие заложенных в них допущений позволяют оценить только порядок ожидаемой осадки. При современном уровне развития культуры расчетов зданий и сооружений такая приближенная оценка деформаций основания не может устраивать проектировщика. В настоящее время существуют технические возможности для использования в расчетах основания нелинейных моделей механики грунтов. При этом наиболее перспективным направлением представляется учет реальных физических особенностей

Internet: www.georec.spb.ru

[©] В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин, М. А. Лучкин, 2007

работы грунтов, проявляющихся в лабораторных и полевых экспериментах.

1. ОСОБЕННОСТИ ПОВЕДЕНИЯ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ (НА ПРИМЕРЕ ГРУНТОВ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА)

Для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга характерно наличие мощной толщи слабых водонасыщенных глинистых грунтов характерно. В Санкт-Петербурге толщина этих отложений может достигать 20...30 м. На рис. 1 представлен характерный пример испытаний слабых грунтов (супеси текучие). Сверху эти отложения обычно перекрываются слоями песков, на которых, как на песчаной подушке, в большинстве случае и покоятся фундаменты исторических зданий. Под слоем слабых грунтов находятся более прочные моренные отложения. Характерный пример лабораторных испытаний отложений морены изображен на рис. 2. Часто между слоями морены наблюдаются межморенные отложения, по свойствам приближающиеся к слабым грунтам верхней толщи. Ниже моренных отложений залегают кембрийские или протерозойские отложения, представленные твердыми глинами. Характерный пример испытания твердых глин изображен на рис. 3.

Для глинистых грунтов выше кровли твердых глин, как правило, характерен пластический характер разрушения при трехосных испытаниях, физико-механические характери-



Рис. 1. Характерные результаты испытания слабых грунтов (супеси текучие): *a* – результаты компрессионных испытаний; *δ* – результаты трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме



Рис. 2. Характерные результаты испытания отложений морены (супеси пластичные): *a* – результаты компрессионных испытаний; *б* – результаты трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме

Internet: www.georec.spb.ru

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

стики моренных отложений зачастую являются сравнительно невысокими. Кроме того, для всех этих грунтов характерно отсутствие увеличения сопротивления сдвигу с глубиной, что наглядно проявляется при статическом зондировании и при испытании крыльчаткой. Таким образом, по традиционной классификации данные грунты могут быть охарактеризованы как недоуплотненные, однако не проявляюшие заметной консолилации в течение обозримого периода времени. В то же время при создании условий для консолидации эти грунты способны достаточно быстро уплотняться, о чем свидетельствуют испытания на полигонах сооружений защиты города от наводений. По данным наблюдений осадки инициировались установкой дрен, без приложения нагрузки, что говорит о том, что данные грунты действительно находятся в недоуплотенном состоянии и при создании условий для оттока воды могут проявлять консолиданию

При лабораторных испытаниях глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга, не удается выявить так называемую структурную прочность или коэффициент переуплотения. В лабораторных опытах для данных грунтов фиксируются достаточно низкие коэффициенты фильтрации порядка 10⁻⁷...10⁻⁸ см/с. Простейшие расчеты показывают, что даже при таких низких коэффициентах фильтрации эти грунты должны были за тысячелетия своего существования уплотниться под собственным весом. Однако такого уплотнения не произошло. Причиной этого является нелинейная зависимость коэффициента фильтрации от градиента напора. Как неоднократно указывала в своих работах Р.Э.Дашко [2], градиенты напора при лабораторных испытаниях, как правило, на 2...3 порядка превышают градиенты напора в основании зданий и сооружений. В связи с этим в лабораторных испытаниях получаются завышенные величины коэффициентов фильтрации. При имеющихся в толще грунта градиентах напора консолидация практически не наблюдается или происходит в геологических масштабах времени.

В процессе седиментации глинистых отложений имело место их уплотнение до состояния, при котором фильтрация поровой воды практически прекращалась. В дальнейшем происходило упрочнение структурных связей глинистого грунта, которое приводило к иммобилизации поровой воды. В результате при нарастании сверху новых отложений дальнейшая консолидация глинистого грунта не происходила и эти грунты остались в квазистабильном состоянии. Этим и объясняется постоянство физических и механических свойств в пределах слоя. В практике инженерно-геологических изысканий в Петербурге на глубинах около 80 м в зонах палеодолин встречаются слабые межморенные отложения, сохранившие высокую влажность и текучую консистенцию, несмотря на длительный срок



Рис. 3. Характерные результаты испытания твердых протерозойских глин: *а* – результаты компрессионных испытаний; *б* – результаты трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме

Internet: www.georec.spb.ru

13

своего существования и высокие давления.

Объемные деформации глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга, в значительной степени затруднены в связи с их низкой водопроницаемостью и происходят в течение длительного промежутка времени. В результате, из-за низкой прочности этих отложений, основной составляющей деформаций является деформация формоизменения. При расчете осадок этим деформациям следует уделять особое внимание.

К сожалению, инженерные методы расчета осадок игнорируют эту составляющую, а существующие нелинейные модели механики грунтов не позволяют в должной степени описать указанные особенности работы слабого глинистого грунта. Не останавливаясь на анализе многочисленных моделей, можно отметить, что основной проблемой для большинства из них является недостаточное внимание к деформациям формоизменения.

КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ НЕЛИНЕЙНОЙ УПРОЧНЯЮЩЕЙСЯ УПРУГО-ВЯЗКО ПЛАСТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ГРУНТА

В связи с выявленными недостатками существующих моделей нами была предложена нелинейная упрочняющаяся вязко-упругопластическая модель грунта (Шашкин А. Г., 2005). Основной идеей построения эмпирической модели поведения грунта является независимое описание упрочнения при деформациях уплотнения и формоизменения. В этом случае модель строится исключительно просто. По результатам ряда опытов строятся зависимости $\varepsilon_{vp}(p,q)$ и $\gamma_p(p,q)$.

Зависимости $\gamma_p(p,q)$ и $\varepsilon_{vp}(p,q)$ можно изобразить на плоскости p-q в виде изолиний (рис. 4). Вид зависимостей $\gamma_p(p,q)$ хорошо известен. Очевидно, что при приближении к предельному напряжению деформации будут увеличиваться, таким образом, изолинии $\gamma_p(p,q)$ будут концентрироваться вдоль прямой закона Кулона.

Зависимость $\varepsilon_{vp}(p,q)$ при q = 0 определяется из опыта на гидростатическое сжатие. Задавая различные величины девиатора напряжений можно получить полный вид данных зависимостей. Отклонение изолиний $\varepsilon_{vp}(p,q)$ на плоскости p - q от вертикали будет определять явление дилатансии. Поскольку точки выше предельной прямой соответствуют невозможному для грунта напряженному состоянию, изолинии $\varepsilon_{vp}(p,q)$ имеет смысл изображать только ниже предельной прямой закона Кулона.



Рис. 4. Схема построения эмпирической упругопластической модели

Набор зависимостей $\gamma_p(p,q)$ и $\varepsilon_{vp}(p,q)$ полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений. Построение модели при таком подходе свободно от каких-либо теоретических представлений о форме «шатра» и т.п. и позволяет максимально приблизить работу модели к результатам эксперимента. Фактически отличия от эксперимента будут определяться только неточностью аппроксимации функций $\gamma_p(p,q)$ и $\varepsilon_{vp}(p,q)$.

Для несвязного грунта приведенных изолиний достаточно для описания деформирования при любом напряженном состоянии, поскольку увеличение сопротивления сдвигу в таком грунте объясняется увеличением трения между частицами. При разгрузке объемных напряжений нормальные силы между частицами уменьшаются, уменьшаются силы трения между частицами, а следовательно уменьшается и интегральная величина сопротивления сдвигу.

В связных грунтах увеличение сопротивления сдвигу при объемном сжатии объясняется уплотнением грунта, сопровождающимся сближением частиц и увеличением количества структурных связей между частицами. При разгрузке объемных напряжений полного обратного разуплотнения не происходит, а образовавшиеся структурные связи определяют сохранение величины сопротивления сдвига. Поэтому для связных грунтов физиче-

Internet: www.georec.spb.ru

ски правильнее было бы описывать не зависимости $\gamma_p(p,q)$, а зависимости $\gamma_p(\varepsilon_{vp},q)$, т.е. определять зависимость поведения грунта при сдвиге не от объемного давления, а от достигнутой степени уплотнения.

Наиболее общим решением данной проблемы является введение дополнительного набора зависимостей $\gamma_p^*(p,q)$ на стадии разгрузки объемных напряжений. Тогда для идеально несвязных грунтов $\gamma_p^*(p,q) \approx \gamma(p,q)$, а для идеально связных – $\gamma_p^*(p,q) \approx \gamma(p_{e},q)$, где p_e – достигнутый уровень уплотняющих напряжений. Введение некоторого промежуточного набора изолиний $\gamma_p^*(p,q)$ позволяет описать любую степень потери прочности при разгрузке объемных напряжений.

Изложенный выше подход позволяет описать большинство явлений, фиксируемых в экспериментах. Искривление изолиний равных объемных напряжений позволяет отразить явление дилатансии без привлечения отвлеченных представлений о форме поверхности «шатра» и т.п. Для слабых глинистых грунтов Петербурга дилатансия изучена в настоящее время недостаточно, хотя имеются свидетельства о незначительности этого эффекта. Поэтому в дальнейшем для упрощения модели эти изолинии аппроксимируются вертикальными прямыми линиями (дилатансия не учитывается).

Для аппроксимации зависимости *p*-*ε*_{*vp*} удобно использовать следующую формулу:

$$\varepsilon_{vp}(p,q) = \varepsilon_{vp}(p) = \lambda \cdot \ln\left(\frac{p+p_0}{p_0}\right). \tag{1}$$

Параметры λ и p_0 , как будет показано ниже, могут быть получены из компрессионных испытаний грунтов.

Аппроксимация зависимости $q - \gamma$ при $q < \tau_{\text{lim}}$ может осуществляться степенной функцией:

$$\gamma_p(p,q) = Aq^n, \qquad (2)$$

где $A = \frac{\gamma_c}{\tau_{\lim}^n}$, $\tau_{\lim} = c + Mp$, $M = \frac{3\sin\phi}{3 - \sin\phi}$.

Подставляя эти значения в (2), получим

$$\gamma_p(p,q) = \gamma_c \left(\frac{q}{c+Mp}\right)^n \tag{3}$$

В выражениях (2) и (3) параметр γ_c определяет величину деформации сдвига, достигаемую перед разрушением образца. В слабых грунтах, в которых разрушение образца происходит без образования поверхности скольжения, обычно вертикальную деформацию ограничивают величиной 15%, что в неконсолидированно-недренированных испытаниях водонасыщенного образца соответствует деформации формоизменения $\gamma_c = 0.225$. Параметр *n* определяет вид кривой.

Изолинии $\gamma_p^*(p,q)$ при разгрузке объем-

ных напряжений могут также аппроксимироваться прямыми, направленным под углом, определяемым коэффициентом M^* . Тогда

$$\tau_{\rm lim} = c + Mp_e - M^*(p_e - p),$$

$$\gamma_p^*(p,q) = \gamma_c \left(\frac{q}{c + Mp_e - M^*(p_e - p)}\right)^n \quad (4)$$

Для удобства параметр M^* можно описать аналогично параметру M:

$$M^* = \frac{3\sin\phi^*}{3-\sin\phi^*},$$

где ϕ^* – можно назвать углом внутреннего трения при разгрузке.

Зависимость (3) описывает поведение грунта при напряжениях, меньших предельных. При напряжениях, превышающих предел прочности, деформации формоизменения стремятся к бесконечности, что означает разрушение образца.

Достоинством описанной модели является простота и предсказуемость ее поведения. Поскольку формулы (1), (3) и (4) являются просто аппроксимациями экспериментальных кривых, модель будет описывать эксперимент настолько точно, насколько качественно подобраны данные аппроксимации.

На рис. 5 изображен пример моделирования в рамках рассмотренной модели компрессионных и стабилометричеких испытаний грунта.

3. УЧЕТ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ВО ВРЕМЕНИ

Для совместного решения задач фильтрационной консолидации и упругопластических задач, основанных на теории пластического течения, необходима запись уравнений равно-

Internet: www.georec.spb.ru

весия и неразрывности потока в приращениях перемещений. При использовании метода конечных элементов эти уравнения записываются в виде:

$$\begin{cases} [K]\{du\} + [C]\{dp\} = \{df\} \\ [C]^{T}\{du\} - dt[K_{f}]\{p\} - \frac{n}{K_{w}}[E]\{dp\} = 0, \end{cases}$$
(5)

где [K] – матрица жесткости элемента [C] – «стыковочная» матрица, $[K_f]$ – матрица фильтрационных свойств грунта, $\frac{n}{K_w}[E]$ – матрица

сжимаемости поровой жидкости, зависящая от пористости и модуля сжатия воды, $\{du\}$ – вектор приращения перемещений, $\{dp\}$ и $\{p\}$ – приращение и величина порового давления, $\{df\}$ – приращение внешней нагрузки.

В программной реализации данной модели использована специальная итерационная схема решения, позволяющая снизить вычислительные затраты при решении задач (Шашкин К. Г., 2005).

Однако одного только решения задачи фильтрационной консолидации оказывается недостаточно для описания процесса деформирования основания во времени. Хорошо известен, например, следующий эффект: в результате решения плоских или пространственных задач фильтрационной консолидации с неизбежностью вычисляются существенные мгновенные осадки сооружений, которые никогда не наблюдаются на практике.

Очевидной причиной этого псевдоэффекта является игнорирование деформаций формоизменения, для которых характерна "задержка" во времени, выражающаяся в зависимости скорости пластических деформаций от величины девиатора напряжений. Как показывают многочисленные опыты разных авторов, проанализированные С. С. Вяловым [3], эта зависимость имеет нелинейный характер: скорость деформирования резко возрастает при приближении к некоторому пределу прочности.

Зависимость вязкости от величины напряжения можно описать линейной функцией:

$$\eta(\tau) = \eta_0 \frac{\tau_{\rm lim} - \tau}{\tau_{\rm lim}} \,. \tag{6}$$

При приближении к величине предельного сопротивления при сдвиге вязкость стремится к нулю, что означает разрушение элемента грунта. Как показывают лабораторные испытания, данная зависимость позволяет достаточно корректно аппроксимировать нелинейную зависимость скорости деформаций сдвига от величины девиатора напряжений (рис. 6).



Рис. 5. Подбор параметров модели по данным лабораторных испытаний: *a* – стабилометрические испытания; *б* – компрессионные испытания; 1 – экспериментальные данные; 2 – моделирование эксперимента с помощью рассмотренной γ_{*p*}(*p*,*q*) модели

Internet: www.georec.spb.ru

16





Рис. 6. Зависимость скорости деформации формоизменения от девиатора напряжений при разной влажности грунта: 1 – влажность глинистого грунта W=30%; 2 – влажность глинистого грунта W=24%; 3 – влажность глинистого грунта W=21%; 4 –численная аппроксимация опытов

Учет нелинейного характера зависимости между сдвиговыми напряжениями и деформациями имеет принципиальное значение при моделировании работы грунта. Введение постоянного коэффициента вязкости приводит к тому, что модель либо не может описать медленные деформации в основании зданий (при небольшой величине вязкости), либо (при большом значении вязкости) гораздо более быстрые деформации при испытании сваи, вдавливании зонда, потере устойчивости откоса и т.п. Учет нелинейной зависимости скорости деформаций от напряжений приближает поведение модели к наблюдаемому в действительности: при напряжениях, достаточно далеких от предела прочности (такая ситуация, в большинстве случаев наблюдается в основании сооружений), деформации будут происходить сравнительно медленно (в течение десятилетий), что соответствует наблюдаемым на практике малым значениям «мгновенных» деформаций; при приближении к пределу прочности скорость деформации будет резко возрастать (это позволяет описать в рамках той же модели такие относительно быстрые процессы, как осадки при испытании сваи, потерю устойчивости откосов, технологические процессы при изготовлении свай и т.п.). Таким образом, предлагаемая нами

модель работы грунта при девиаторном нагружении близка к модели Бингама-Шведова, но в развитие последней, учитывает переменность коэффициента вязкости.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ

Рассмотренная выше модель позволяет достаточно полно описать сложное нелинейное поведение грунта, в том числе деформирование основания во времени. С этим связано относительно большое количество исходных параметров модели. Тем не менее, как будет показано ниже, большинство параметров легко определить из стандартных испытаний грунтов. Рассмотрим основные параметры модели:

4.1. Параметры упругого поведения

Эти параметры определяют работу модели на стадии разгрузки и повторного нагружения:

 E_0 – модуль упругости;

µ– коэффициент Пуассона;

*K*_w – объемный модуль сжимаемости поровой жидкости.

Упругие характеристики могут подбираться по данным сейсмических лабораторных или натурных испытаний по величинам скоростей продольных и поперечных волн в грунте, а также по кривым разгрузкиповторного нагружения при компрессионных и стабилометрических испытаниях. В практических расчетах статических задач упругие деформации, как правило, незначительны, в связи с чем точность определения упругих характеристик не играет существенной роли. Для решения статических задач в большинстве случаев достаточно задавать модуль упругости в 5...10 раз больше модуля деформации грунта. Модуль деформации поровой жидкости отражает сжимаемость грунта при отсутствии оттока поровой жидкости. Если грунт полностью водонасыщен, этот модуль имеет высокие значения. Для практических расчетов его необходимо задавать большим модуля упругости грунта. Для грунтов выше уровня грунтовых вод значение модуля сжимаемости поровой жидкости приближается к нулю.

Internet: www.georec.spb.ru

- 17

Параметры аппроксимации кривой объемного сжатия.

В соответствии с выражением (1) для аппроксимации объемного сжатия необходимо всего лишь 2 параметра: λ и p_0 .Учитывая, что кривая сжатия при объемном нагружении определяется при изысканиях достаточно редко, можно получать эти параметры из компрессионных испытаний грунта. Как известно, в компрессионных испытаниях присутствуют не только объемные деформации, но и деформации формоизменения. Поэтому поведение грунта при компрессии будет определяться не только уравнением (1), но и зависимостями для деформаций сдвига.

Объемное давление *р* в компрессионном приборе будет определяться выражением

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

При достаточно высоком давлении p >> c, горизонтальные давления в одометре можно приближено выразить из условий предельного равновесия

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z t g^2 (45 - \phi/2) - 2c \cdot t g (45 - \phi/2).$$

Общая вертикальная деформация будет складываться из упругой и пластической составляющей

$$\varepsilon_{v} = \varepsilon_{z} = \varepsilon_{vp} + \varepsilon_{ve} = \lambda \ln \frac{\sigma_{z} k_{v} - k_{c} + p_{0}}{p_{0}} + \beta \frac{\sigma_{z}}{E_{e}}, (7)$$

где E_e – упругий модуль грунта (модуль разгрузки).

Модуль деформации в интервале напряжений $\sigma_{z2} - \sigma_{z1}$ будет определяться выражением

$$E = \beta \frac{\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1}}{\varepsilon_{z_2} - \varepsilon_{z_1}} \,. \tag{8}$$

Подставляя (7) в (8), получим

$$\lambda = \beta \frac{\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1}}{E \ln \frac{\sigma_{z_2} k_v - k_c + p_0}{\sigma_{z_1} k_v - k_c + p_0}} \left(1 - \frac{E}{E_e}\right).$$
(9)

Заметим, что формула (9) носит приближенный характер, однако, как показала практика, позволяет достичь приемлемой точности при получении параметров модели по данным компрессионных испытаний.

Internet: www.georec.spb.ru

18

Таким образом, в практических расчетах в качестве параметров модели можно задавать вместо λ модуль деформации и интервал давлений, в котором он получен. Параметр p_0 определяет кривизну компрессионной кривой и подбирается по ее виду (чем больше величина данного параметра, тем меньше кривизна компрессионной кривой).

Итак, для описания сжимаемости грунта при возможности оттока поровой жидкости используются следующие параметры:

E – модуль деформации грунта, полученный в известном интервале напряжений $\sigma_{z2} - \sigma_{z1}$;

*p*₀ – параметр, имеющий размерность давления и определяющий кривизну компрессионной кривой.

4.3. Параметры поведения грунта при сдвиге

Эти параметры могут определяться из стандартных трехосных испытаний в неконсолидированно-недренированных условиях. В этом случае для полностью водонасыщенного грунта объемная деформация отсутствует, и имеют место деформации формоизменения. Поведение грунта при объемном напряжении *p* в выражении (2) определяется четырьмя параметрами:

γ_c – величина пластических деформаций сдвига при достижении предельного состояния;

n – степень, определяющая кривизну зависимости $\tau - \gamma$;

c – удельное сцепление;

ф – угол внутреннего трения.

При выполнении стабилометрических испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме

$$\gamma_c = \frac{3}{2} \varepsilon_{\max} \tag{10}$$

где ε_{max} — максимальная деформация до достижения предельного состоянии в испытаниях.

Для описания работы грунта при разгрузке вводится еще один параметр:

ф – угол внутреннего трения при разгрузке.

Для практических расчетов в глинистых грунтах принимается $\phi^* \approx 0$, а в песчаных $\phi^* \approx \phi$.

4.4. Реологические параметры

Поведение рассматриваемой модели во времени определяется следующими параметрами:

 k_f – коэффициент фильтрации грунта;

 η_0 – начальная вязкость;

 α – коэффициент релаксации напряжений, определяющий установившуюся ползучесть по формуле dq – αa

$$\frac{dt}{dt} = -\alpha q$$

Получение реологических параметров для глинистых грунтов в лабораторных условиях представляет наибольшую сложность, поскольку требует длительных испытаний. Проводившиеся в разное время лабораторные исследования показывают существенный разброс величин реологических параметров. Как справедливо отмечал С.С.Вялов [3], большие разбросы в величинах экспериментальных значений вязкости объясняются не только разбросом характеристик грунтов, но и различным пониманием термина «вязкость». В рассматриваемой модели, как уже указывалось, вязкость определяет скорость развития затухающих деформаций формоизменения, а скорость установившейся ползучести определяется коэффициентом релаксации напряжений.

Сложность определения реологических свойств связана не только с необходимостью проведения длительных экспериментов, но и с неизбежным нарушением структуры лабораторных образцов по сравнению с природным состоянием. Поэтому наиболее достоверным представляется определение реологических параметров по данным обратного анализа наблюдающихся деформаций зданий и сооружений. В настоящее время имеющиеся данные наблюдений позволяют оценить только порядок величин реологических параметров. Анализ имеющихся данных лабораторных испытаний и данных наблюдений за осадками нескольких десятков зданий и сооружений позволил получить эмпирическую зависимость для определения начальной вязкости глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга:

$$\eta_0 \approx 100 c_u [кПа·год],$$
 (11)

где *c*^{*u*} – прочность при неконсолидированннонедренированных трехосных испытаниях.

5. ОЦЕНКА КОРРЕКТНОСТИ РАБОТЫ МОДЕЛИ В УСЛОВИЯХ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ.

Приведенные на рис. 5 результаты моделирования экспериментов показывают, что модель позволяет с должной точностью описать поведение грунта в компрессионных условиях и при трехосном сжатии. Однако для проверки работы модели необходимо оценить ее работу в условиях сложного напряженного состояния, в котором проявляется взаимодействие рассмотренных зависимостей.

Для анализа корректности работы модели, нами были выполнены стендовые испытания по вдавливанию штампа в глинистую пасту с характеристиками близкими к слабым глинистым грунтам Санкт-Петербурга, (Лучкин М. А., 2006). Влажность глинистой пасты составила W = 32%, показатель текучести $I_L = 0.54$. Общий вид стенда показан на рис. 7. На рис. 8. показаны результаты стабилометрических испытаний глинистой пасты для определения прочностных параметров.

По данным стабилометрических испытаний были определены параметры модели при деформациях формоизменения $c_u = 40$ кПа, $\gamma_c = 0.225$. Далее было выполнено численное моделирование опыта по вдавливанию штампа (рис. 9).

Как видно из рис. 9, результаты расчета показывают хорошее совпадение с данными испытаний, что говорит о корректности описания работы глинистого грунта упруго-вязкопластической моделью.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ ПРИ ОТСУТСТВИИ ДОСТАТОЧНЫХ ДАННЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Дальнейшим этапом оценки корректности работы рассматриваемой модели является сравнение с данными натурных наблюдений. Однако, к сожалению, в большинстве случаев для объектов, по которым имеются данные наблюдений, отсутствуют достаточные данные инженерно-геологических изысканий, прежде всего, результаты трехосных испытаний. Поэтому для применения рассмотренной модели в этих случаях необходим о восполнение этого пробела. Для условий такого достаточно хорошо изученного в инженерно-

Internet: www.georec.spb.ru



Рис. 7. Общий вид и схема испытательного стенда: 1 – слой среднезернистого уплотненного песка; 2 – глинистый грунт; 3 – штамп диаметром 70 мм; 4 – индикаторы вертикальных перемещений часового типа ИЧ-10 для фиксирования выпора грунта; 5 – индикатор вертикальных перемещений часового типа ИЧ-25 для непосредственной фиксации осадки штампа; 6 – груз; 7 – силовая рама

геологическом отношении региона как Санкт-Петербург столь сложная задача все же разрешима, как мы убедимся ниже.



Рис. 8. Определение прочностных характеристик глинистой пасты в условиях трехосного сжатия

Основной проблемой является определение параметров работы грунта при деформациях формоизменения. При этом интерес представляет не столько прочность образцов, сколько деформативные свойства при относительно небольших величинах деформации. Иными словами необходимо каким-либо образом восстановить зависимость деформирования образцов в стабилометрических испытаниях. Как уже указывалось, для боль-

шинства глинистых грунтов характерен пластический характер разрушения. В этом случае при выполнении опытов в качестве критерия разрушения, как правило, принимается вертикальная деформация образца 15%, что соответствует параметру в формуле (3) $\gamma_c = 22.5\%$. Как показывает анализ экспериментов, конфигурация кривой нагрузкадеформация с достаточной на данном этапе точностью описывается уравнением (3) с показателем степени n = 2. Таким образом, наиболее существенным для восстановления кривой деформирования является определение предполагаемой прочности грунта в неконсолидированно-недренированных стабилометрических испытаниях.



Рис. 9. Сопоставление результатов наблюдений и численного моделирования: 1 – данные наблюдений; 2 – численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

20

Для выполнения этой задачи нами были собраны данные большого числа (около 300) трехосных испытаний различных глинистых грунтов на территории Санкт-Петербурга (Лучкин М. А., 2005) и выявлена зависимость (рис. 10) прочности при неконсолидированнонедренированных трехосных испытаниях от влажности грунта:

$$C_u = 1.6373 \ \mathrm{e}^{0.122w} \ \mathrm{[M\Pi a]}, \tag{12}$$

где величина влажности принимается в процентах.



Рис. 10. Экспоненциальная зависимость сопротивления сдвига C_u от влажности W

Вид этой зависимости совпадает с графиками, приведенными в работах Н. Н. Маслова [4]. Для собранных испытаний получен относительно хороший коэффициент корреляции (0.91), позволяющий с достаточной точностью использовать зависимость (12) для определения свойств широкого спектра глинистых грунтов.



Рис. 11. Линейная зависимость сопротивления сдвигу от лобового сопротивления конуса зонда при статическом зондировании

Для площадок, на которых имелись одновременно данные статического зондирования и трехосных испытаний, была выявлена зависимость (рис. 11) прочности при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях от сопротивления погружению конуса:

$$c_u = \frac{q_c}{19} \tag{13}$$

Коэффициент корреляции (0.96) для данной зависимости выше, чем для предыдущей, поэтому при наличии статического зондирования параметры грунта при деформациях формоизменения предпочтительно принимать по формуле (13).

РАСЧЕТ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ВО ВРЕМЕНИ ОСНОВАНИЙ ОПЫТНЫХ ПОЛИГОНОВ КОМПЛЕКСА ЗАЩИТЫ Г. САНКТ-ПЕТЕРБУРГА ОТ НАВОДНЕНИЙ

Для тестирования работы модели рассмотрим результаты расчета осадок опытных полигонов комплекса защиты г. Санкт-Петербурга от наводнений, за которыми велись многолетние подробные наблюдения [5]. На полигонах было установлено различное измерительное оборудование, в том числе для измерения послойных деформаций. Основное отличие полигонов №1 и №2 заключалось в том, что на полигоне №2 было выполнено дренирование на глубину распространения слабых грунтов.

Расчетная схема задачи для определения осадок полигона №1 приведена на рис. 12.

На начальном шаге решения задачи моделировалось распределение природных напряжений. Далее по шагам во времени прикладывались нагрузки от насыпи. Отметка первичной насыпи составляла +1.5 м от уровня воды в Финском заливе. Далее моделировалась поэтапная отсыпка вторичной насыпи до отметок +2.15, +3.45, +4.75 и +5.8 м.

Для описания деформирования грунтов применялись параметры, подобранные по результатам лабораторных данных по методике, описанной в п. б. Для слоя слабых грунтов (ИГЭ 24 и 25а) принимались следующие характеристики: E =5000 кПа; $\sigma_{z1}=100$ кПа; $\sigma_{z2}=200$ кПа; $p_0 =10$ кПа; $\gamma_c = 0.225$; n = 2; c =50 кПа; $\varphi = 10$; $\varphi^* = 0$; $\eta_0 = 5000$ кПа·год; $\alpha = 0.4$ год⁻¹.

Internet: www.georec.spb.ru



В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин, М. А. Лучкин

Рис. 12. Расчетная схема к определению осадок полигона № 1



Рис. 13. Изолинии скоростей перемещений после приложения последней ступени нагрузки

Осадки полигона №1 обусловлены, главным образом, развитием деформаций формо-Как показывают расчеты, при изменения. низких величинах коэффициента фильтрации толщи слабых грунтов (10⁻⁸...10⁻⁹ см/с) величины осадок при учете фильтрационной консолидации практически не увеличиваются по сравнению с задачей без учета фильтрации. На рис 13 показаны изолинии скоростей перемещений после приложения последней ступени нагрузки. Из рисунка видно, что слабый грунт выдавливается из под насыпи, зона развития деформаций подобна круглоцилиндрическим поверхностям по которым впри увеличении нагрузки может развиться потеря устойчивости откоса. В рассматриваемом случае максимальные касательные напряжения не достигают предела прочности грунта, поэтому нелинейные деформации определяются развитием деформаций сдвига на начальном участке графика $q - \gamma_p$, определяемого по формуле (3).

Таким образом для задач вычисления осадок, как и следовало ожидать, основным параметром будет являться не столько предел прочности грунта, сколько характеристики деформируемости при допредельных напряжениях. Осадки полигона №1, полученные с использованием предлагаемой модели, хорошо согласуются с результатами наблюдений, что объясняется корректным учетом деформаций формоизменения в рассмотренной модели (рис. 14).



Рис. 14. График развития осадок во времени на опытном полигоне №1: 1 – результаты наблюдений; 2 – результаты расчета по модели упруго-вязко-пластической среды

Расчетная схема задачи для определения осадок полигона №2 изображена на рис. 15. Отметка первичной насыпи для полигона №2 составляла +1.2 м от уровня воды в Финском заливе. Далее моделировалась поэтапная отсыпка вторичной насыпи до отметок +2.5, +3.65, +4.85, +5.69 и +6.12 м.

В отличие от полигона №1, на полигоне № 2 введение дрен инициировало развитие осадки без приложения дополнительной нагрузки. Расчеты по рассматриваемой модели показывают аналогичный эффект, поскольку при введении дрен (изменении граничных условий решения задачи фильтрационной консолидации) осадки начинают определяться

Internet: www.georec.spb.ru

22



Рис. 15. Расчетная схема к определению осадок полигона № 2

не только деформациями формоизменения, но и деформациями уплотнения. Зависимость осадок полигона №2 во времени также хорошо согласуется с результатами полевых экспериментов (рис. 16).



Рис. 16. График развития осадок во времени на опытном полигоне №2: 1 – результаты наблюдений; 2 – результаты расчета по модели упруговязко-пластической среды

Таким образом, сопоставление результатов расчета по предлагаемой модели и многолетних наблюдений за осадками опытных полигонов показывает, что модель упруго-вязкопластической среды позволяет корректно описать процесс развития во времени как деформаций, связанных с уплотнением грунта, так и деформаций формоизменения, превалирующих на полигоне №1 при отсутствии дренирования.

8. СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ С ДАННЫМИ МНОГОЛЕТНИХ НАБЛЮ-ДЕНИЙ ЗА ОСАДКАМИ ЗДАНИЙ

Для оценки достоверности различных методов расчета деформаций основания были собраны материалы наблюдений за 13 объектами на территории Санкт-Петербурга. Среди этих объектов – здания на Васильевском острове, деформации которых подробно рассмотрены в работах С.Н.Сотникова [6], а также здания, данные наблюдений за осадками которых любезно предоставлены Левинтовым Г.В. (ПКТИ).

Для всех рассмотренных объектов выполнены расчеты по методу послойного суммирования СНиП 2.02.01 [7], мо методу линейно деформируемого слоя – методу Егорова, СНиП 2.02.01, а также по методу, изложенному в СП 50-101-2004 [8]. Кроме того, выполнены расчеты осадок во времени по предлагаемой модели и по классической модели фильтрационной консолидации.

Для всех расчетов по предлагаемой модели использовались одинаковые правила построения расчетных схем и определения параметров модели:

- Размеры расчетной схемы подбирались таким образом, чтобы их изменение не влияло на результат расчета. Для этого нижняя грань расчетной схемы задавалась ниже кровли малосжимаемых твердых глин.
- При отсутствии данных стабилометрических испытаний параметры поведения глинистого грунта при деформациях формоизменения принимались по данным статического зондирования или при отсутствии таковых – по физическим характеристикам грунта.
- Пространственная расчетная схема включает в себя напластование грунтов, определяемое по инженерно-геологическому разрезу, а также надземные конструкции конкретного здания с заданной жесткостью.

Internet: www.georec.spb.ru

 Для определения характера развития и величины осадки во времени численный расчет производился в пошаговой постановке, с учетом времени возведения здания и в соответствии с этапами геодезических наблюдений за осадками. Объект №1. Конец строительства – 2000 г. Конструктивное решение: 17-этажное здание высотой 50,5 м и 27,5×31,2 м в плане, с внутренними стенами и перекрытиями из монолитного железобетона толщиной 160 мм и наружными самонесущими кирпичными



Рис. 17. а – главный фасад 17-ти этажного здания: б – схема типового этажа

Таблица 1

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

Геолог		№ инж.	Харак	Число	Природ	Плотно-	Коэф.	Пок консі	азатели истенции	Пок: проч	азатели чности	Модуль
ическ. индекс	Номенклатурноне наименование грунгов	геолог. элемен- та	те- ристи ка	пласти- чности І _р	-ная влажно сть W	сть грунта р,т/м ³	порис тости е	IL	Св	ф,град.	с,кг / см ²	деформации <i>E</i> ,кг / см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты	1	X, X, X,		Pa	счетное соп	ротивлен	не R ₀ =	= 0.8 кг/см	2		
lg Ⅲ b	Суглинки тяжелые пылеватые ленточные тугопластичные	2	X, X, X,	0.14	0.28	1.96 1.96 <u>+</u> 0.04 1.96+0.02	0.788	0.14	0.08	20 17 20	0.26 0.17 0.26	100
lg Ⅲ b	Суглинки тяжелые пылеватые ленточные мягкопластичные	3	X_{t} X_{t} X_{t}	0.13	0.35	1.86 1.86 <u>+</u> 0.01 1.86 <u>+</u> 0.01	0.992	0.71	0.34	10 9 10	0.08 0.05 0.08	70
lg Ⅲ b	Суглинки легкие пылеватые слоистые мягкопластичные	4	X, X, X,	0.11	0.28	1.96 1.96±0.2 1.96±0.1	0.786	0.53	0.40	17 15 17	0.16 0.11 0.16	90
g III <u>lz</u>	Суглинки легкие пылеватые с гравием галькой тугопластичные	5	X, X, X,	0.08	0.20	2.10 2.10±0.01 2.10±0.01	0.543	0.16	0.06	21 18 21	0.21 0.14 0.21	140
lg III ms	Суглинки тяжелые пылеватые слонстые с редким гравнем	6	X, X, X,	0.13	0.34	1.89 1.89±0.03 1.89±0.02	0.940	0.73	0.32	14 12 14	0.14 0.09 0.14	70
lg III ms	Пески гравелистые плотные водонасыщенные	7	X _x X _t X _t	-	-	2.11 2.11 <u>+</u> 0.11 2.11	0.500	-	-	41 38 41	0.02 0.01 0.02	440
g II ms	Супеси пылеватые с гравием галькой отдельными валунами твердые	8	X, X, X,	0.05	0.09	2.31 2.31±0.05 2.31+0.03	0.262	-0.84	-0.26	30 26 30	1.10 0.73 1.10	300

X_н – нормативное значение; X_I – для расчетов по несущей способности; X_{II} – для расчетов по деформации

Internet: www.georec.spb.ru

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

стенами толщиной от 640 до 510 мм. Фундамент здания – свайное поле (312 шт.), сваи длиной 10 метров и сечением 350×350 мм. Расчетная нагрузка на сваю по результатам статических испытаний была принята 80 т. Свайное поле объединено плитой ростверка толщиной 550 мм. Среднее давление от здания по площади пятна застройки составляет около 320 кПа.

На рис. 18, а представлен геологический разрез площадки строительства, расчетная

схема и сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками здания. Стандартные характеристики грунтов основания приведены в табл. 1. Традиционно применяемый метод послойного суммирования для условного фундамента данного здания позволяет получить конечную осадку 280 мм. Учет фильтрационной консолидации в данных слабофильтрующих грунтах показывает, что осадки по этой теории должны были бы развиваться





Рис. 18. Пример сопоставления результатов расчетов и данных натурных наблюдений: *а* – геологический разрез площадки строительства; *б* – расчетная схема; *в* – сравнение результатов: 1 – натурные наблюдения; 2 – численное моделирование по модели упруго-вязко-пластической среды; 3 – кривая осадок по теории фильтрационной консолидации

Internet: www.georec.spb.ru

25

значительно дольше, чем это наблюдается в натуре (рис 18, *в* кривая 3). При этом следует учитывать, что коэффициенты фильтрации, полученные из компрессионных испытаний при градиентах напора, на порядки превышающих натурные, как известно, являются завышенными, а не заниженными. Таким образом, можно сделать вывод, что в данном случае теория фильтрационной консолидации не объясняет характер развития осадок во времени.

На рис. 18, *в* (кривые 1 и 2) представлено сопоставление результатов численного моделирования по предлагаемой методике с данными натурных наблюдений за осадками здания, показывающее значительно лучшее совпадение результатов, чем по теории фильтрационной консолидации.

Значения сопротивления грунта сдвигу задавались по полученной зависимости (12), так как трехосные испытания и данные статического зондирования отсутствовали. Для определения реологического параметра вязкости η_0 использовалась полученная зависимость (11). В таблице 2 представлены полученные основные исходные значения прочностных и реологических параметров для глинистых водонасыщенных грунтов для данной площадки строительства.

Номер слоя №	W, %	<i>C</i> _{<i>u</i>} , кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η₀, кПа∙год
3	35	22.7	7.1×10 ⁻⁵	2270
4	28	53.8	7.1×10 ⁻⁵	5380
5	20	143.9	2.4×10 ⁻⁵	14390
6	34	25.7	2.4×10 ⁻⁵	2570
8	9	556.9	2.4×10 ⁻⁵	55680

На рис. 19 показана расчетная схема с учетом симметрии в плане рассматриваемого здания.







Рис. 20. Моделирование процесса строительства здания во времени

Internet: www.georec.spb.ru

26

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Таблица 2

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

Моделирование процесса строительства здания выполнялось в соответствии с графиком производства работ. Для этого в расчетной схеме задавались шаги приложения нагрузки и изменение количества этажей в расчетной схеме (рис. 20). Необходимо отметить, что при расчете шкала времени строилась также с учетом геодезических циклов измерения осадки на весь период наблюдения, что позволило в последующем оценить расхождение расчетных величин осадок с наблюдаемыми величинами.

В таблице 3. представлены величины осадок по результатам наблюдений, нормативным и предлагаемой методикам расчета. Наблюдаемые осадки приведены по данным последнего цикла геодезических наблюдений. Данные по численному расчету приведены для периода времени, соответствующего последнему циклу наблюдений.

T (
Tahmun	1 1
1 1412/11/14/14	

	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	183	280	230	140	185

Объект № 2. Начало строительства – 2000 г. Главный фасад здания показан на рис. 17.

Конструктивное решение: 17-этажное здание высотой 54,5 метра и 70,5×20,5 м в плане, с внутренними стенами и перекрытиями из монолитного железобетона толщиной 160...200 мм и наружными кирпичными стенами толщиной от 640 до 510 мм (рис 22). Среднее давление от здания по площади пятна застройки составляет около 260 кПа.



Рис. 21. Главный фасад 17-ти этажного здания

Фундамент здания – свайный. Использованы буронабивные сваи одинаковой длины – 23,5 метра, диаметром 450 и 350 мм. Количество свай в свайном поле составляет 520 штук. На основании статических испытаний буронабивных свай расчетная нагрузка для сваи диаметром 450 мм принята в проекте равной 90 т, а для сваи диаметром 350 мм – 60 т. В проекте предусмотрены свайные ростверки под несущие внутренние и внешние стены шириной от 1200 до 2400 мм, толщиной 900 мм.

Опорным слоем для свайных фундаментов являются моренные отложения, представленные супесями пылеватыми с гравием (слой №8), мягкопластичными по консистенции с модулем деформации 9.0 МПа. Ниже, геоло-



Internet: www.georec.spb.ru

27

гическое напластование представлено песками и супесями (слой №9, 10) с модулем деформации 34.0 и 18.0 МПа соответственно. На глубине минус 32.0 м БС, залегают кембрийские твердые глины с модулем деформации 40.0 МПа (слой №11). Традиционно определяемые характеристики грунтов основания приведены в табл. 4.

Перед началом строительства было выполнено статическое зондирование грунтов на глубину 22.0 метра (рис. 25), по которому в численных расчетах, используя зависимость

Таблица 4

_		№ инж.	Харак	Число	Природ	Плотно-	Коэф.	Пок консі	азатели истенции	Пока проч	ватели пюсти	Модуль
Геолог ическ. индекс	Номенклатурное наименование грунгов	геолог. элемен- та	те- ристи ка	нласти- чности І _р	-ная влажно сть W	<u>сть</u> грунта p,m/м ³	порис тости е	IL	Св	ф ,град.	с,кг / см ²	деформации Е,ке / см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
tg IV	Техногенные отложения	1	X X	-	Pa	счетное сопр	оотивлен	ие R ₀ =	= 0.8 кг/см	2		
m,1 IV	Суглинки легкие песчанистые с прослоями песка, мяткопластичные	2	X X X	0.11	0.31	1.87 1.87+0.03 1.87+0.02	0.928	0.55	0.51	14 12 14	0.1 0.07 0.1	85
m,1 IV	Глины легкие пылеватые с примесью органических веществ, мягкопластичные	3	X X V	0.20	0.57	1.63 1.63+0.07 1.63+0.04	1.556	1.10	0.35	7 6 7	0.09 0.06 0.09	30
m,1 IV	Пески пылеватые средней плотности, водонасыщенные	4	X X X		-	2.04 2.04+0.1 2.04	0.600	-	-	29 26 29	0.03 0.02 0.03	150
m,1 IV	Супеси пылеватые слоистые, мяткопластичные	5	X X X	0.07	0.26	1.99 1.99+0.04 1.99+0.02	0.724	1.33	0.46	17 15 17	0.03 0.02 0.03	65
lg III	Суглинки легкие пылеватые ленточные мягкопластичные	6	X X X	0.11	0.36	1.87 1.87+0.02 1.87+0.01	0.976	1.32	0.48	11 10 11	0.05 0.03 0.05	60
lg III	Суглинки легкие пылеватые слоистые мягкопластичные	7	X X X	0.10	0.28	1.96 1.96+0.05 1.96+0.03	0.784	0.78	0.32	15 13 15	0.11 0.07 0.11	80
gⅢ	Супеси пылеватые с гравием, галькой мягкопластичные	8	X X X	0.04	0.15	2.19 2.19+0.01 2.19+0.01	0.411	0.47	0.26	26 22 26	0.18 0.12 0.18	90
gⅢ	Пески пылеватые плотные водонасьщенные	9	X X X	-	-	1.87 1.87+0.02 1.87+0.01	0.550	-	-	30 27 30	0.04 0.03 0.04	180
g III	Супеси пылеватые с гравием, галькой тутопластичные	10	X X X	0.04	0.14	2.23 2.04+0.1 2.04	0.376	0.20	0.17	29 35 39	0.21 0.01 0.01	180
Vkt	Кембрийские глины твердые	11		0.05	0.12	2.20 2.20 <u>+</u> 0.01 2.20 <u>+</u> 0.01	0.243	-0.8	-	26 22 26	0.35 0.31 0.35	400

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

X_н – нормативное значение; X₁ – для расчетов по несущей способности; X₁ – для расчетов по деформации



90.5

Рис. 23. Эпюры осадок здания, соответствующие последнему циклу измерений

Internet: www.georec.spb.ru

28

(13), принималась прочностная характеристика сопротивления глинистого грунта сдвигу C_u . Для нижележащих глинистых грунтов, где статическое зондирование не проводилось, значение предельного сопротивления сдвигу принималось по экспоненциальной зависимости (12). В таблице 5 представлены значения основных исходных прочностных и реологических параметров, принятых при численном моделировании осадок основания во времени для геологического напластования.

Номер слоя №	W, %	Си, кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η₀, кПа∙год
2	31	29.4	7.1×10 ⁻⁵	3720
3	47	2	7.1×10 ⁻⁵	520
5	26	47.1	7.1×10 ⁻⁵	6880
6	36	20.1	2.4×10 ⁻⁵	2010
7	28	53.8	2.4×10 ⁻⁵	5380
8	15	70	2.4×10 ⁻⁵	26620
11	14	385	5.3×10 ⁻⁶	30100

Таблица 5

На рис. 23 показаны эпюры осадок здания по данным последнего цикла геодезических наблюдений.

На рис. 24 приведено сопоставление прогнозируемого и наблюдаемого развития осадок здания во времени, показывающее удовлетворительную сходимость расчетов с результатами наблюдений. В таблице 6 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и предлагаемой методике. Поскольку по результатам наблюдений стабилизация осадок не зафиксирована, сравнение результатов расчетов производилось с последним циклом измерений осадок.

Tabana	6
таолица	0

	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	128	182	7	148	142

Объект № 3. Начало строительства – 1999 г. Общий вид здания показан на рис. 26.

Конструктивное решение: 6-ти этажный кирпичный жилой дом «Г»-образной в плане формы с продольными и поперечными несущими стенами. В продольном направлении длина здания составляет 38,0 м, в поперечных – 28,0 м (рис. 27). Внутренние несущие стены кирпичные, толщиной 510 мм, наружные несущие стены также кирпичные толщиной 640 мм. Перекрытия железобетонные, толщиной 180 мм. Давление по пятну застройки составляет около 100 кПа.



Рис. 24. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 – натурные наблюдения; 2 – численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

29



Рис. 25. Геологическое строение площадки строительства 17-ти этажного дома, результаты статического зондирования

Фундаменты запроектированы и выполнены из сборных железобетонных плит и бетонных блоков шириной 1200 мм на щебеночной подсыпке. Глубина заложения фундаментов – 2,6 м от поверхности земли. Опорным слоем для фундаментов на естественном основании является подсыпка из песка толщиной 600 мм, ниже – песок с модулем деформации 10 МПа (слой №2). Геологическое напластование характеризуется 20-метровой толщей слабых глинистых грунтов с влажностью 27...31%, показателем текучести $I_L = 0.88...1.04$ и модулем деформации 6...8 МПа (слои № 4-8), далее залегают кембрийские глины с влажностью 12%, показателем текучести $I_L = -0.8$ и модулем деформации 40 МПа (слой №9).

Internet: www.georec.spb.ru

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

Таблица 7

		№ инж.	Харак	Число	Природ	Плотно-	Коэф.	Пок консі	азатели астенции	Пока проч	затели пости	Модуль
1 солог ическ. индекс	Номенклатурноне наименование грунгов	геолог. элемен- та	те- ристи ка	пласти- чности І _р	-ная влажно сть W	сть грунта p,m/м ³	порис тости е	I	Св	ф,град.	с,кг / см²	деформации Е,кг/см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты	1	X_{n} X_{n} X_{n}	-	Pa	счетное сопј	оотивлен	не R ₀ =	= 0.8 кг/см	2		
ml IV	Песок водонасыщенный средней плотности	2	X_{π} X_{π} X_{π}	-	-	1.94 1.94 <u>+</u> 0.11 1.94	0.75	-	-	27 25 27	0.012 0.01 0.012	100
ml IV	Песок водонасыщенный пылеватый рыхлый	3	X X X		-	1.89 1.89±0.01 1.89	0.85		-	24 23 24	0.011 0.01 0.011	80
ml IV	Супесь с растительными остатками пылеватая скрытотекучая	4	X_{i} X_{i} X_{i}	0.2	0.31	1.91 1.91±0.2 1.91+0.1	0.86	1.04	0.66	13 12 13	0.12 0.11 0.12	70
ml IV	Суглинки пылеватые с растительными остатками скрытотекучие	5	X_{i} X_{i} X_{i}	0.22	0.36	1.89 1.89±0.03 1.89+0.02	0.95	1.13	0.53	6 5 6	0.04 0.03 0.04	65
lg III	Суглинки легкий пылеватый скрытотекучий	6	X_{i} X_{i} X_{i}	0.23	0.38	1.83 1.83±0.04 1.83±0.03	1.06	1.19	0.58	8 7 8	0.04 0.03 0.04	60
lg III	Суглинки слоистый текучепластичные	7	X_{i} X_{i} X_{i}	0.12	0.27	1.96 1.96±0.04 1.96±0.03	0.77	0.88	0.41	16 15 16	0.04 0.03 0.04	80
gШ	Супесн пылеватые с гравнем галькой	8	X ₈ X _I X _{II}	0.07	0.16	2.16 2.16±0.05 2.16±0.03	0.45	- 0.01	-0.18	16 15 16	0.14 0.13 0.14	200
Vkt	Кембрийские глины твердые	9	X _s X _I X _I	0.05	0.12	2.20 2.20 <u>±0.01</u> 2.20 <u>±0.01</u>	0.243	- 0.18	-	26 22 26	0.35 0.31 0.35	400

Геологический разрез представлен на рис. 28. Традиционно определяемые характеристики грунтов приведены в табл. 7.



Рис. 26. Фасад здания

Статическое зондирование на рассматриваемой площадке строительства не проводилось, поэтому при определении прочностных параметров глинистого грунта использовались зависимости (12). В таблице 8 приведены исходные данные основных характеристик глинистого грунта для численных расчетов.



Рис. 27. Схема типового этажа

Таблица	8
---------	---

Номер слоя №	W, %	<i>C</i> _{<i>u</i>} , кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η_0 , кПа·год
4	31	37.2	7.1×10 ⁻⁵	3720
5	36	20.1	7.1×10 ⁻⁵	2010
6	38	15.7	7.1×10 ⁻⁵	1570
7	27	60.8	2.4×10 ⁻⁵	6080
8	16	235.3	2.4×10 ⁻⁵	23540
9	12	385.0	5.3×10 ⁻⁶	38500

Internet: www.georec.spb.ru

31



Рис. 28. Геологическое строение площадки строительства

Необходимо отметить, что увеличение осадки в период после 4-х лет наблюдений за осадками рассматриваемого здания (рис. 30) обусловлено строительством в непосредственной близости нового 6-ти этажного строения, что не было учтено при численном моделировании.

Рис. 29. Эпюры осадок здания, соответствующие последнему циклу измерений

135,5

59,5

В таблице 9 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и предлагаемой методике.



Рис. 30. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: М – наблюдения по маркам; 1– численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

32

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

Таблина О

				14	Onuqu)
	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный pacчer
Средняя осадка, мм	167	148	69	60	100

Объект № 4. Начало строительства – 1989 г., общий вид здания показан на рис. 31.

Конструктивное решение: Рассматриваемое здание состоит из двух 16- и 12-этажных блоков, расположенных со смещением друг относительно друга. Конструктивная схема бескаркасная с поперечными и продольными несущими железобетонными стенами. Шаг поперечных несущих стен 3,6 и 6,0 м. Прообеспечивается странственная жесткость системой поперечных и продольных стен, поэтажно связанных жесткими горизонтальными дисками перекрытий. Здания относятся к серии крупнопанельных зданий серии 137.11.2. Давление по пятну застройки для 12этажной секции составляет 176 кПа. Давление по пятну застройки для 16-этажной секции составляет 230 кПа.

Наружные стены – навесные и самонесущие. Стены опираются на бетонные фундаментные блоки. Внутренние несущие стены – железобетонные, толщиной 200 мм (рис. 32).

Фундамент здания свайный с низким монолитным ленточным ростверком. Сваи 16этажного блока – пирамидальные, верхним сечением 400х400 мм, нижним 200х200 мм, длиной 6,0 м. Сваи 12-этажного блока призматические, сечением 300х300 мм, длиной 8,0 м. Остриё свай расположено в толще озерноледникового песка мелкого, плотного, водонасыщенного с модулем деформации 45 МПа. Ниже залегает супесь пылеватая пластичная с показателем текучести I₁ = 0.55 и модулем деформации 11.0 МПа (слой №5), далее отмечена толща моренных супесей с показателем текучести I₁ = 0.13 и модулем деформации 27.0 МПа (слой №6). Горизонт кембрийских отложений зафиксирован на глубине 36.0 м (слой №7), рис. 33. Расчетная нагрузка в проекте на сваю принята: 70 т для 12- этажных блок-секций, 80 т для 16-этажных блоксекций. Традиционно определяемые характеристики грунтов приведены в табл. 10.



Рис. 31. Главный фасад зданий

Данных статического зондирования на данном объекте не имелось, прочностные и реологические параметры глинистых грунтов (табл. 11) определялись по зависимости (13).



Рис. 32. План типового этажа

Internet: www.georec.spb.ru

33

Показатели Показатели Число Плотно-№ инж. Харак Природ Коэф. консистенции прочности Модуль Геолог пластисть деформации Е,кг/см² Номенклатурноне геолог. те--ная порис ическ. элемен ристи чности влажно грунта тости C_B наименование грунтов с,кг / см² I_L ф,град. индеко та ка I_p сть *W* р,т/м е 3 4 5 9 10 13 8 12 11 1 2 6 Х, Техногенные отложения: tg IV Расчетное сопротивление R₀ = 0.8 кг/см2 Χ, 1 насыппные грунты, песок со Xn Песок мелкий, средней 20.0 0.03 34 Х, lg I∏ плотности, влажный с 20.0+0.10 0.602 -32 0.026 330 Х, 2 гравнем и галькой до 20% 34 X" 20.0 0.03 Песок средней крупности, 20.7 39 0.03 Х, lg Ⅲ плотный, с гравием и 3 X, 20.7<u>+</u>0.011 0.527 -37 0.029 450 -. 39 галькой до 30% Χπ 20.7 0.03 Песок крупный гравелистый, 21 41 0.02 X, lg III плотный водонасыщенный с 4 -21<u>+</u>0.2 0.500 -40 0.19 1300 - X_{T} . гравнем и галькой до 20% Χπ 21 41 0.02 21.1 27 Х, 0.17 Супесь пылеватая 21.1<u>+</u>0.03 0.55 26 lg Ⅲ 5 0.500 110 Х, -0.16 пластичная 0.25 21.1<u>+</u>0.02 0.17<u>Х</u>п Х, 27 19.6 30 0.2 Супесь пылеватая твердая 6 0.63 270 gШ X_{I} 0.79 19.6+0.04 29 0.19 0.15 пластичная -X_n 1.96±0.02 30 0.2 X, 2.20 26 0.35 0.05 0.12 400 Vkt Кембрийские глины твердые 9 2.20<u>+</u>0.01 0.243 -0.8 22 0.31 Х, X_{II} 2.20+0.01 26 0.35

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта

X_н – нормативное значение; X₁ – для расчетов по несущей способности; X₁₁ – для расчетов по деформациям



Рис. 33. Геологическое строение площадки строительства

Internet: www.georec.spb.ru

34

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Таблица 10

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

Таблица 11

				,
Номер слоя №	W, %	<i>C</i> _{<i>u</i>} , кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η₀, кПа·год
5	25	77.8	7.1×10 ⁻⁵	7780
6	15	266.2	2.4×10 ⁻⁵	26620
7	12	385.0	5.3×10 ⁻⁶	38500



Рис. 34. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 – наблюдения по маркам; 2 –численное моделирование

В таблице 12 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и результаты, полученные по предлагаемой методике при численном моделировании.

				Табл	ица 12
	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный pacчer
Средняя осадка, мм	36	117	72	47	33

Объект № 5. Начало строительства – 1989 г. Общий вид здания показан на рис. 35. Конструктивное решение: Рассматриваемое здание – двухсекционное, бескаркасное, с внутренними и наружными несущими кирпичными стенами толщиной от 510 мм до 640 мм. Первая секция в плане 24х24 м, 10этажная, вторая секция – 8-этажная, в плане 37×12 м. Перекрытия – сборные железобетонные плиты толщиной 160 мм. Давление под пятном застройки составляет около 135 кПа.

Фундамент здания – свайный, длина свай 11,0 м, с плитой ростверка толщиной 450 мм. Опорным слоем свайного фундамента являются пески средней крупности водонасыщенные с модулем деформации 30 МПа (слой № 4). Геологическое напластование характеризуется наличием слабой толщи глинистых грунтов с влажностью 32...46%, показателем текучести $I_L = 0.5...1.1$ и модулем деформации 3...8 МПа (слои №5,6,7,8), мощностью порядка 22 м. Моренные отложения представлены суглинками легкими пылеватыми с включением



Рис. 35. Главный фасад здания, вид здания со двора

Internet: www.georec.spb.ru

35

гравия, показателем текучести $I_L = 0.2$ и модулем деформации 20 МПа (слой № 9). Кембрийские отложения отмечены на глубине 28.5 м (слой № 10). Физико-механические характеристика грунта для объектов № 6,7,8 представлены в табл. 13.



Рис. 36. План типового этажа

На рассматриваемой площадке строительства проводилось статическое зондирование на глубину 28 м. Поэтому определение величины недренированному сдвигу C_u определялось по зависимости (13). Исходные характеристики свойств глинистых грунтов для численного моделирования осадки здания во времени представлены в таблице 14.

Таблииа 1	14
-----------	----

Номер слоя №	W, %	Си, кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η₀, кПа∙год
5	41	22.1	7.1×10 ⁻⁵	1090
6	32	58.9	7.1×10 ⁻⁵	5790
7	38	29.4	7.1×10 ⁻⁵	2890
8	36	58.8	7.1×10 ⁻⁵	5890
9	14	194.1	2.4×10 ⁻⁵	19420
10	12	385.0	5.3×10 ⁻⁶	38500

На рис. 38 показано сопоставление численного расчета осадок во времени с данными наблюдения за осадками зданий в различных точках.

Таблица 13

1		N 0	Vanan	Число	ЧИСЛО Природ Плотно-			Пов	Показатели		Показатели	
Геолог ическ. индекс	Номенклатурноне наименование грунтов	№ инж. геолог, элемен- та	<u>те-</u> рнсти ка	пласти- чности I _p	-ная влажно сть W	<u>сть</u> грунта <i>p,m/м</i> ³	Коэф. пористо сти <i>е</i>	IL	Св	ф ,град.	с,кг / см ²	деформа ции <i>Е</i> ,кг / см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
tg IV	Техногенные отложения	1	X_{*} X_{t} X_{t}	$\frac{X_{\star}}{X_{\tau}}$ Расчетное сопротивление $R_0 = 0.8$ кг/см2 X_{π}								
	Hecor coefficient roothicstu		X,			1.80				26	0.01	140
ml IV	средней плотности	23(4)	X,			1.80 <u>+</u> 0.04	0.500	-	-	23	0.01	(300)
	ереднентвенности	2,0,(1)	X _n	-	•	1.80				26	0.01	(000)
	Супеси пылеватые, текучие		X.	0.05	0.41	1.73				10	0.08	
lg III	пластичные спримесью	5	X,	0.25	0.41	1.73 <u>+</u> 0.01	0.95	1.35	-	9	0.05	30
	органики		X _n			1.73 <u>+</u> 0.01				10	0.08	
1. 177	Суглинок пылеватый,	-	<u>X.</u>	0.18	0.32	1.88	1 1 1 1	1.05		15	0.22	-0
Ig III	мягкопластичный,	0	X,	0.10	0.52	1.88±0.2	1.04	1.05	-	13	0.18	50
	ленточный		X_n			1.88±0.1				15	0.22	
lαIII	Суглинок пылеватый	7	N N	0.22	0.38	1.04	0.05	0.94		12	0.28	65
1g III	слонстый	· · ·				1.84+0.01	0.95	0.94		10	0.24	0.5
			A n V			2.26				10	0.09	
lg Π	Суглинок пылеватый	8	X.	0.21	0.36	2.26+0.03	0.74	0.88	- I	17	0.07	75
	ленточный	-	X	1		2.26+0.02				19	0.09	
			X			2.2				28	0.72	
gΠI	Суглинки легкие пылеватые,	9	X,	0.06	0.14	2.2 <u>+</u> 0.05	0.39	-0.22	-	25	0.66	250
	тугопластичные		X _n	1		2.2 <u>+</u> 0.02	1			28	0.72	1
			X.			2.20				26	0.35	
Vkt	Кембрийские глины твердые	10	X,	0.05	0.12	2.20±0.01	0.243	-0.8	-	22	0.31	400
			1 1			2 20+0.01				26	0.35	

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта

X_н – нормативное значение; X_I – для расчетов по несущей способности; X_н – для расчетов по деформациям

Internet: www.georec.spb.ru

36



Рис. 37. Геологическое строение площадки строительства, статическое зондирование



Рис. 38. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: М – наблюдения по маркам; 2 – численное моделирование

В табл. 15 представлены результаты расчета средней осадки здания аналитическими нормативными методами и по предлагаемой методике с использованием полученных в лабораторных и полевых условиях зависимостей прочности и реологических свойств грунта от его физических характеристик, в частности от влажности.

Таблица 15

	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	CII 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	40	112	62	74	35

Объект № 6. Начало строительства – 1989 г. Общий вид здания показан на рис. 39.

Конструктивное решение: Рассматриваемое 5-этажное здание – бескаркасное, с несущими поперечными внутренними и наружными кирпичными стенами, толщиной 380 и

Internet: www.georec.spb.ru

510 мм соответственно. Перекрытия – сборные железобетонные плиты толщиной 160 мм. В плане здание 35,0×14,0 метров. Давление под пятном застройки составляет около 100 кПа.



Рис. 39. Главный фасад здания

Фундамент здания – на естественном основании, отметка подошвы -2,5 м, считая отметку поверхности земли за 0. Опорным слоем служит песок средней крупности (слой №2). Фундаменты ленточные с шириной подошвы 1,2 метра. Геологическое напластование характеризуется 20-метровой толщей слабых грунтов (рис. 40). Основные расчетные характеристики водонасыщенного глинистого грунта принимались теми же, что и для расположенного рядом объекта №5 (табл. 14).

На рис. 42 показано сопоставление усредненной осадки здания с результатами численного моделирования деформации основания при совместном расчете, а в табл. 16 – результаты расчета осадок по рассматриваемым методикам.

Таблица 16

	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	119	112	62	74	134



Рис. 40. Геологическое строение площадки строительства, статическое зондирование

___ Internet: www.georec.spb.ru

38





Рис. 41. Эпюры осадок здания



Рис. 42. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 – натурные наблюдения; 2 – численное моделирование

Объект № 7. Начало строительства – 1989 г. Общий вид здания показан на рис. 43.

Конструктивное решение: Рассматриваемое 7-этажное здание – бескаркасное, с несущими поперечными внутренними и наружными кирпичными стенами, толщиной 380 и 510 мм соответственно. Перекрытия – монолитные, железобетонные, толщиной 200 мм. В плане здание 35,0×35,0 метров. Давление под пятном застройки составляет 120 кПа.

Фундамент здания – свайный. Длина свай 11,5 метров, диаметр 300 мм, имеется уширение порядка 800 мм в интервале глубин от 9,5 до 10,5 м (абс. отметка острия минус 9,7 м). Уширение сваи выполнено в толще среднезернистого песка, средней плотности, серого, насыщенного водой с модулем деформации E=35,0 МПа (слой №4), рис. 44. Характеристики грунтов близки рядом расположенным объектам 5 и 6. Расчетная нагрузка в проекте по результатам статических испытаний свай принята 45 т.



Рис. 43. Главный фасад здания

На рис. 45 приведено сравнение результатов наблюдений и расчета осадок, а в табл. 17 – сопоставление расчетных величин осадок по рассматриваемым методикам и натурных измерений.

Internet: www.georec.spb.ru



Рис. 44. Геологическое строение площадки строительства, статическое зондирование



Рис. 45. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: М – наблюдения по маркам; 2 – численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

40

Объект № 8. Начало строительсва – 1987 г, общий вид здания показан на рис. 46.

Конструктивное решение: 4-этажное здание каркасного типа, прямоугольное в плане 48,0×19,0 м, с подвальным этажом (рис. 47). Каркас здания железобетонный, наружные стены из керамзитобетонных панелей, перекрытия железобетонные из пустотных железобетонных плит. К зданию с двух сторон ближе к противоположным торцам примыкают две лестничные клетки с лифтовыми шахтами. Стены лестничных клеток кирпичные, самонесущие.

Фундамент под здание выполнен в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 500 мм с монолитными железобетонными ребрами по периметру плиты и монолитными железобетонными ребрами толщиной 1200 мм по продольным осям колонн. Фундамент под лестничные клетки – отдельный, выполнен из монолитной железобетонной плиты толщиной

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Таблица 17

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

500 мм. Под кирпичные стены лестничной клетки по плите уложены фундаментные блоки толщиной 400 мм.



Рис. 46. Главный фасад здания

Глубина заложения плиты основного здания 3,9 м, глубина заложения подошвы плиты под лестничные клетки 3,2 м. Под зданием выполнен пластовый дренаж из крупнозернистого песка толщиной 650 мм.



Рис. 47. Схема типового этажа (красным цветом показаны внутренние несущие колонны, желтым цветом – наружные несущие стены)

Геологическое напластование площадки представлено на рис. 48 и в табл. 18. Статическое зондирование на площадке строительства не проводилось, расчетные прочностные параметры для глинистых грунтов получены по зависимости (12) (табл. 19).

Геолог		№ инж.	Харак Число		Природ	Плотно-	Коэф.	Пок консі	азатели істенціні	Показатели прочности		Модуль
ическ. индекс	Номенклатурноне наименование грунтов	геолог. Элемен- та	<u>те-</u> ристи ка	пласти- чности І _р	-ная влажно сть W	<u>сть</u> грунта p,m/м ³	порис тости е	IL	C B	φ, град.	с,кг / см ²	деформации Е,кг / см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
tg IV	Техногенные отложения: насыпные грунты	1	X _s X _I X _I	$\frac{X_s}{X_I}$ Расчетное сопротивление $R_0 = 0.8 \text{кг/см}_{\infty}^2$								
			Х,			20.7				24	0.20	
ml IV	Суглинки тугопластичные		X,	0.09	0.26	20.7 <u>+</u> 0.04	0.74	0.5	-	23	0.15	120
		2	X _{II}	0.05	0.20	20.7 <u>+</u> 0.02				24	0.20	
			X,			19.0				18	0.08	
lg III	Глины ленточные текучие	3	X _I	0.07	0.41	1.90 <u>+</u> 0.03	1.04	1.2	-	17	0.05	60
			X _{II}			1.90 <u>+</u> 0.01				18	0.08	
			X,			20.4				16	0.20	
lg III	Суглинки моренные	4	X _I	0.09	0.26	2.04 <u>+</u> 0.2	0.7	0.6	-	14	0.16	130
	MAIROIDIACIII-IIIBIC		X _{II}			2.04 <u>+</u> 0.1				16	0.20	
	Суглинки легкие пылеватые		X,			2.00				17	0.019	
gШ	тугопластичные с	5	X _I	0.09	0.22	2.00 <u>+</u> 0.01	0.594	0.44	-	15	0.017	110
	включением песка до 5%		X _{II}			2.00 <u>+</u> 0.01				17	0.019	1
	-		X,			2.05				15	0.074	
Vkt	Глины легкие, твердые, лиспонию ванные	6	X _I	0.14	0.20	2.05±0.01	0.625	-0.20	-	13	0.066	170
	dielethe openinge		X _{II}			2.05 <u>+</u> 0.01				15	0.074	
			X,	0.05	0.12	2.20				26	0.35	
Vkt	Кембрийские глины твердые	7	X _I	0.05	0.12	2.20 <u>+</u> 0.01	0.243	-0.8	-	22	0.31	400
			X _{II}			2.20 <u>+</u> 0.01				26	0.35	

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта

X_н – нормативное значение; X_I – для расчетов по несущей способности; X_{II} – для расчетов по деформациям

Internet: www.georec.spb.ru

41

Таблица 18



Рис. 48. Геологическое строение площадки строительства

Номер слоя №	W, %	<i>C</i> _{<i>u</i>} , кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η₀, кПа∙год
2	26	68.8	7.1×10 ⁻⁵	6880
3	41	10.9	7.1×10 ⁻⁵	1100
4	26	68.8	2.4×10 ⁻⁵	6880
5	22	112.5	2.4×10 ⁻⁵	11250
6	20	143.9	5.3×10 ⁻⁶	14400
7	12	385.0	5.3×10 ⁻⁶	38500

При эксплуатации рассматриваемого здания было отмечено отклонение конструкций лестничных клеток от основного каркаса здания, объясняемое различной отметкой подошвы фундамента (фундамент лестничных клеток на 0,7 м выше), а также полной засыпкой помещений подвала лестничных клеток песком (примерно через 1300 дней после начала наблюдений), что вызвало неравномерность осадок и как следствие – отклонение от вертикали лестничных клеток от основного каркаса в стороны.

При численном моделировании осадок во времени учитывался вышеизложенный факт

засыпки подвальных помещений лестничных клеток песком. На рис. 49. представлено сопоставление результатов наблюдений за осадками зданий и результатов численного моделирования, где четко прослеживается перелом кривых, связанный с увеличением нагрузки на основание под лестничными клетками.



Рис. 49. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: М – наблюдения по маркам;

2 – численное моделирование осадки основного объема здания; 3 – моделирование осадки лестничных клеток

Internet: www.georec.spb.ru

42

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

В табл. 20 представлены результаты расчетов средней осадки здания по основным нормативным методам и предлагаемой методике с использованием полученных зависимостей и закономерностей при лабораторных и полевых испытаниях.

				Табл	ица 20
	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	42	32	8	22	37

Объект № 9, 10, 11, 12, 13: (типовые, рядом расположенные здания). Начало строительства – 1969-1970 гг. Общий вид типового здания показан на рис. 50.

Конструктивное решение: Рассматриваемые здания - 9, 12, 16-этажные жилые дома серии БС, спроектированы для использования в сложных инженерно-геологических условиях, в расчете на большие и неравномерные деформации оснований. Дома состоят из ряда стандартных блок-секций, размерами в плане 30×13 м, число секций варьирует от 2 до 7 (рис. 47). Общая длина зданий составляет от 60 до 210 м. Все рассматриваемые здания с поперечными несущими стенами, имеющими постоянный шаг 6 м, и одной прерывистой продольной стеной-диафрагмой, длина которой в пределах каждой секции равна 18 м. Несущие поперечные стены, стены-диафрагмы и плиты перекрытий, образуют жесткую пространственную конструкцию. Общая высота зданий составляет от 32 до 45 м.



Рис. 50. Главный фасад здания (корпус 2, 4, 6)





Показатели Показатели Число Плотно-Модуль No HHAC Харак Природ Коэф. прочности консистенции Геолог пластисть деформации Номенклатурноне геолог. те--ная порис ическ. элеменристи чности влажно грунта тости Е, кг /см² наименование грунтов I_L C B *φ,град*. индекс с,кг/см та ка I_p сть W p_m/M^3 е 13 3 8 9 10 11 12 tg IV Техногенные отложения X_{t} Расчетное сопротивление $R_0 = 0.8 \, \text{кг/см2}$ 1a X_n 1.80 0.01 Песок средней крупности, 0.680 140 ml IV 1.80 ± 0.04 -23 0.01 средней плотности 1, 2, 4 26 0.01 1.80 Супеси пылеватые, текучие 1.73 100.08 Х 0.25 0.46 lg III пластичные с примесью 1.73 ± 0.01 0.95 1.35 . 9 0.05 23 Χ, 3 органики X_n 1.73±0.01 10 0.08 Суглинок пылеватый, 1.88 15 0.20.21 0.32 lg III мягкопластичный, 5 1.88<u>+</u>0.2 0.89 1.05 13 0.18 31 Χ, ленточный 1.88 ± 0.1 15 0.22 1.83 12 0.28 Глина пылеватая 0.13 0.38 6 1.83<u>+</u>0.01 1.05 0.98 10 58 lg III 0.24 Χ, мягкопластичная ленточная 1.83 ± 0.01 12 0.28 X_n 2.02 19 0.38 Суглинок пылеватый с 0.25 0.08 g III 7 2.02<u>+</u>0.03 0.68 0.43 17 0.34 130 Χ, гравием, пластичный 2.02<u>+</u>0.02 19 0.38 X_n 2.17 28 0.70 0.06 0.16 2.17<u>+</u>0.05 Супесь твердая 8 0.4 -0.4 24 0.64 300 g III Χ. 2.17±0.02 28 0.70 2.20 26 0.35 0.05 0.12 Vkt -0.8 400 Кембрийские глины твердые 9 2.20+0.01 0.243 22 0.31 X_t 26 0.35 2.20+0.01 X"

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта

X_н – нормативное значение; X₁ – для расчетов по несущей способности; X₁₁ – для расчетов по деформациям

Характеристики грунта представлены в таблице 21.

Внутренние несущие стены собраны из железобетонных панелей толщиной 180 мм, высотой в 1 этаж. Наружные стены состоят из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 180 мм.

Исходные параметры для расчета осадок основания во времени для рассматриваемых объектов приведены в табл. 22. Данные по статическому зондированию отсутствуют, поэтому получение исходных характеристик грунта проводилось на основе полученных (11) и (12).

Фундаменты объекта 9 – ленточные с ши-
риной подошвы ленты равной 4 м, фундамен-
ты расположены в поперечном направлении
под поперечные несущие стены. Опорным
слоем ленточного фундамента является песча-
ная подушка, подстилаемая слоем среднезер-
нистого песка с модулем деформации
14.0 МПа, рис. 52. Давление под пятном
застройки 130 кПа. Результаты сравнения
расчетов и наблюдений представлены на рис.
53 и в табл. 23.

Таблииа	23
1 0.0310100	

	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	600	320	273	160	590

Фундаменты объектов 10 и 11 выполнены в виде сплошной плиты, размерами в плане 13,7×94 м, толщиной 1 м. По верху плиты устроена одна продольная монолитная балкастенка толщиной 0,44 м, высотой 2,5 м. Под

Таблица 22

Номер слоя №	W, %	<i>C</i> _{<i>u</i>} , кПа	<i>К_f</i> , м/сут	η₀, кПа·год
3	46	5.9	7.1×10 ⁻⁵	588
5	32	32.9	7.1×10 ⁻⁵	3290
6	38	15.7	7.1×10 ⁻⁵	1572
7	25	77.8	2.4×10 ⁻⁵	7780
8	16	235.4	2.4×10 ⁻⁵	23550
9	12	385	5.3×10 ⁻⁶	38500

Internet: www.georec.spb.ru

44

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

Таблица 21



Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени

Рис. 52. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства корпуса 1

плитой здания – песчаная подушка толщиной 2...2,5 м. Геологическое напластование показано на рис. 54. Давление под пятном застройки 176 кПа. Сравнение результатов расчета и наблюдений для объекта 10 представлены на рис. 55 и в табл. 24, а для объекта 12 – на рис. 57 и в табл. 25.



Рис. 53. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 – натурные наблюдения; 2 – численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

45



В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин, М. А. Лучкин

Рис. 54. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства объекта 10





Internet: www.georec.spb.ru

46



Рис. 56. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства объекта 11



				Табл	ица 25
	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	660	534	398	200	672

Рис. 57. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 – натурные наблюдения; 2 – численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

47



В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин, М. А. Лучкин

Рис. 58. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства объекта 12

Фундаменты объекта 12 – призматические забивные сваи, длиной 32 м, с двумя сварными стыками, которые погружались в слой суглинистой морены (слой №8). Сечение свай 400×400 мм. Общее количество свай составило 160 штук, (рис. 58). Давление под пятном застройки 176 кПа.

Таблица	26
1 0000000000000	

	Наблюде- ния	СНиП 2.02.02-83	СП 50- 101-2004	Метод Егорова	Числен- ный расчет
Средняя осадка, мм	295	20	12	40	110

Internet: www.georec.spb.ru

48



Рис. 59. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 –натурные наблюдения; 2 – численное моделирование



Рис. 60. Инженерно-геологический разрез в зоне строительства объекта 13

Фундаменты объекта 13 – сваи длиной 24 м. Опорным слоем является супесь твердая с показателем текучести $I_L = -0.4$, влажностью 16% и модулем деформации 30.0 МПа (слой №8) (рис. 60). Давление под пятном застройки 230 кПа. Сравнение результатов расчетов и натурных измерений представлено на рис. 61 и в табл. 27.

7	7	27
- 1	аолииа	27

	Наблюдения	СНиП 2.02.02-83	СП 50-101- 2004	Метод Егорова	Численный расчет
Средняя осадка, мм	96	31	8	24	84



Рис. 61. Сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками: 1 – натурные наблюдения; 2 – численное моделирование

Internet: www.georec.spb.ru

49

9. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ ОСАДОК ЗДАНИЙ ПО РАЗЛИЧНЫМ МЕТОДИКАМ

Жесткое следование одинаковым правилам построения расчетных схем и назначения параметров модели дает возможность выполнить объективный анализ точности расчетов по предлагаемой модели и сравнить ее с результатами расчетов по другим методам и с результатами наблюдений за осадками здания (рис. 62-65).









Internet: www.georec.spb.ru

50



Рис. 64. Сопоставление результатов расчета с данными натурных наблюдений за осадками: 1 - прямая идеального совпадения расчетных и наблюдаемых осадок; 2 - расчет по методу Егорова





Осадка расчетная, мм

Рис. 65. Сопоставление результатов численного расчета с данными натурных наблюдений за осадками: a – для всех объектов; б – для осадок, не превышающих 20 мм: 1 – прямая идеального совпадения расчетных и наблюдаемых осадок; 2 - расчет по предлагаемой методике с использованием модели упруго-вязко-пластической среды. Точки соответствуют данным расчета и наблюдения на разные периоды времени

Выполненный анализ позволил сделать следующие выводы:

1. Модель фильтрационной консолидации даже при завышенных коэффициентах фильтрации, полученных при больших градиентах поровых давлений, прогнозирует более медленное развитие деформаций, чем это наблюдается на практике. Для корректировки результатов необходимо было бы пересмотреть исходные данные в сторону увеличения коэффициентов фильтрации, однако это входит в логическое противоречие с самим фактом существования слабых глинистых грунтов на больших глубинах под существенным давлением.

2. Развитие осадок во времени определяется в основном развитием деформаций формоизменения.

3. Методы расчета осадок, изложенные в нормативной литературе, отличаются сравнительно невысоким коэффициентом корреляции с данными наблюдений и для условий Санкт-Петербурга имеют тенденцию к занижению осадок. Наименьшей величиной регулярной ошибки обладает метод послойного суммирования СНиП 2.02.01 (рис. 62). Для него характерно занижение осадки в среднем на 30%. Метод СП и метод Егорова вследствие других правил ограничения сжимаемой толщи отличаются меньшей точностью и в еще большей степени недооценивают осадки (соответственно на 80% и на 160%, рис.63 и рис.64). Следует признать, что количество опытных точек для статистического анализа точности рассмотренных методов явно недостаточно, что связано с ограниченностью числа длительных наблюдений за осадками зданий. Во многих случаях в измерениях фиксируется только начальный этап развития осадок, по которому установить конечную осадку практически невозможно.

4. Расчет осадок во времени позволяет выполнить сравнение расчетных и измеренных осадок в различные периоды времени, что создает статистически представительное количество данных для анализа точности метода расчета.

5. Статистический анализ расчетов деформаций основания по предлагаемой модели показывает, что использование рассмотренной методики позволяет существенно повысить точность геотехнических расчетов (рис. 65). Ошибка в определении осадок здания по данному методу составляет около 10%, что представляется вполне допустимым, учитывая уже отмеченную нами недостаточность данных инженерно-геологических изысканий.

10. ПОЛУЧЕНИЕ ПРИБЛИЖЕННЫХ АНАЛИТИЧЕСКИХ ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК С УЧЕТОМ ДЕФОРМАЦИЙ ФОРМОИЗМЕНЕНИЯ

Приведенные выше расчеты были выполнены численным методом с использованием упруго-вязко-пластической модели. Такое моделирование позволяет учесть сложную форму сооружения и корректно описать распределение напряжений в основании. Однако для геотехнической практики достаточно часто бывает необходима быстрая оценка ожидаемой средней величины осадки для простейших случаев нагружения. Для этого удобны простые инженерные методы, аналогичные методу послойного суммирования.

Для получения этих зависимостей воспользуемся известными формулами лпя распределения напряжений из задачи Буссинеска. Использование формул теории упругости, безусловно, вносит определенную неточность, поскольку распределение напряжений с учетом нелинейной работы грунта может отличаться от распределения напряжений в упругой среде. Однако для построения приближенного аналитического метода обычно считается допустимым принять это предположение. Для глинистых грунтов, в которых преобладают деформации формоизменения, целесообразно использовать вариант формул с подстановкой коэффициента Пуассона, равного 0.5:

$$\sigma_{x} = \frac{3P}{2\pi} \frac{x^{2}z}{(x^{2} + y^{2} + z^{2})^{\frac{5}{2}}}$$

$$\sigma_{y} = \frac{3P}{2\pi} \frac{y^{2}z}{(x^{2} + y^{2} + z^{2})^{\frac{5}{2}}}$$

$$\sigma_{z} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^{3}}{(x^{2} + y^{2} + z^{2})^{\frac{5}{2}}}$$
(14)

Internet: www.georec.spb.ru

гле

Кроме этого введем предположение о равномерном распределении нагрузки по загруженной площади. Как мы увидим далее такое предположение также не всегда справедливо.

Интеграл выражений (14) по прямоугольной площади здесь не приводится, поскольку его вид крайне громоздок. При современном уровне развития вычислительной техники его вид несложно получить в любой среде символьной математики (MathCad, Maple и др.). При выполнении вычислений на компьютере можно рекомендовать использовать выражения (14). Для расчетов, без применения вычислительной техники в добавление к известной таблице для определения вертикальных напряжений, приводятся таблицы горизонтальных напряжений (табл. 28 и 29).

Вертикальная деформация на глубине *z* определяется по формуле:

$$\varepsilon_{z} = \frac{1}{3} \big(\gamma(\tau_{1}) + \gamma(\tau_{2}) + \varepsilon_{\nu}(p) \big)$$
(15)

$$\gamma(\tau) = \gamma_c \frac{\tau^n}{\tau_{\lim}{}^n}, \ \tau_1 = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}, \ \tau_2 = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2},$$
$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}, \ \varepsilon_v(p) = \lambda \ln \frac{p + p_0}{p_n + p_0},$$

p_n – величина природных объемных напряжений.

При отсутствии специальных данных можно принять показатель степени n = 2. Для грунтов с пластическим характером разрушения величина $\gamma_c = 0.225$. Для грунтов с хрупким характером разрушения при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях водонасыщенного грунта $\gamma_c = 3/2\varepsilon_z$, где ε_z – вертикальная деформация при разрушении образца. Для нормально уплотненных грунтов величина $\tau_{\rm lim} = C + M(p + p_n)$, где $M = \frac{3\sin\phi}{3 - \sin\phi}$. Для недоуплотненных грунтов

предел прочности определяется по неконсолидированно-недренированным трехосным ис-

Таблица 28

$\xi = 2z/b$				$\eta = l/b$			
5/0	1	1.4	1.8	2.4	3.2	6	>10
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.512	0.528	0.534	0.537	0.538	0.538	0.538
0.8	0.226	0.245	0.253	0.257	0.259	0.260	0.260
1.2	0.100	0.114	0.121	0.126	0.128	0.129	0.129
1.6	0.047	0.056	0.062	0.066	0.068	0.069	0.069
2	0.024	0.030	0.034	0.037	0.039	0.040	0.041
2.4	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.025	0.025
2.8	0.008	0.010	0.012	0.014	0.015	0.016	0.017
3.2	0.005	0.006	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012
3.6	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.008
4	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006
4.4	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005
4.8	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004
5.2	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003
5.6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002
6	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
6.4	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002
6.8	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001
7.2	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001
7.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001

Коэффициенты a_x для определения горизонтальных напряжений σ_x в направлении стороны b

Internet: www.georec.spb.ru

РАЗВИТИЕ ГОРОДОВ И ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, №11/2007

пытаниям $\tau_{lim} = c_u$. Величина λ может быть определена по результатам компрессионных испытаний (см. п. 4). Для слабофильтрующих недоуплотненных грунтов в формуле (7) принимается $\lambda = 0$.

Осадка определяется по формуле

$$s = \int_{0}^{\infty} \varepsilon_{z}(z) dz \, \cdot \tag{16}$$

Для вычислений без использования компьютера можно рекомендовать интегрирование методом прямоугольников, по аналогии с методом послойного суммирования:

$$s = \sum_{i} \varepsilon_{z}(z_{i})h_{i}, \qquad (17)$$

где h_i — толщина *i*-го слоя грунта. Правила разбивки грунта на слои можно принимать теми же, что и в методе послойного суммирования. Глубина сжимаемой толщи не ограничивается. В случае нормально уплотненных грунтов ограничение деформаций достигается за счет повышения модуля деформации по компрессионной кривой. В случае недоуплотненных грунтов зона деформации, как правило, естественно ограничивается залеганием более прочных отложений.

На рис. 66 приведено сравнение аналитического и численного расчета осадок ленточ-

Таблица 29

Коэффициенты а _у для определения горизонтальных напряжений	íσ	у в направлении	стороны <i>l</i>
---	----	-----------------	------------------

$\mathcal{E} = 2\pi/h$				$\eta = l/b$			
5 - 2270	1	1.4	1.8	2.4	3.2	6	>10
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.512	0.607	0.658	0.698	0.723	0.743	0.758
0.8	0.226	0.330	0.399	0.461	0.504	0.541	0.570
1.2	0.100	0.173	0.234	0.299	0.350	0.400	0.442
1.6	0.047	0.093	0.138	0.194	0.246	0.302	0.355
2	0.024	0.052	0.083	0.128	0.174	0.233	0.295
2.4	0.013	0.030	0.052	0.085	0.125	0.181	0.251
2.8	0.008	0.019	0.033	0.058	0.091	0.143	0.218
3.2	0.005	0.012	0.022	0.040	0.067	0.114	0.193
3.6	0.003	0.008	0.015	0.029	0.050	0.091	0.172
4	0.002	0.005	0.011	0.021	0.037	0.073	0.156
4.4	0.002	0.004	0.008	0.015	0.028	0.060	0.142
4.8	0.001	0.003	0.006	0.011	0.022	0.049	0.130
5.2	0.001	0.002	0.004	0.009	0.017	0.040	0.120
5.6	0.001	0.002	0.003	0.007	0.014	0.033	0.112
6	0.000	0.001	0.002	0.005	0.011	0.027	0.105
6.4	0.000	0.001	0.002	0.004	0.009	0.023	0.098
6.8	0.000	0.001	0.002	0.003	0.007	0.019	0.092
7.2	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.016	0.087
7.6	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.014	0.083
8	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.012	0.078
8.4	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.010	0.075
8.8	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.009	0.071
9.2	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.007	0.068
9.6	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.006	0.065
10	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.006	0.063
10.4	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.060
10.8	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.004	0.058
11.2	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.004	0.056
11.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.054
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.052

Internet: www.georec.spb.ru

53

ного фундамента. Как видно из рисунка, аналитический метод позволяет получить удовлетворительную точность при нагрузках, не превышающих примерно 2/3 от предельной.



Рис. 66. Сравнение численного решения осадки штампа и приближенного аналитического решения: 1 – численное решение; 2 – аналитическое решение

Для аналитического расчета осадок круглого жесткого штампа, рассмотренного в п. 5 необходимо, при интегрировании формул для напряжений (14), учесть неравномерное распределение напряжений по подошве жесткого штампа. В этом случае аналитический и численный расчет показывает также удовлетворительное совпадение (рис. 67).



Рис. 67. Сравнение численного решения осадки круглого жесткого штампа и приближенного аналитического решения при учете неравномерного распределения напряжений: 1 – численное решение; 2 – аналитическое решение

выводы

Проведенный анализ различных методов расчета осадок зданий на глинистых грунтах позволяет рекомендовать для расчета осадок предлагаемую методику, учитывающую не только уплотнение грунтов, но и развитие деформаций формоизменения. Применение такой методики позволяет повысить точность геотехнических расчетов и снизить ошибку вычисления осадки в среднем до 10%. Предлагаемая методика не предусматривает искусственного ограничения сжимаемой толщи, что позволяет рассматривать задачи, корректное решение которых ранее было практически неосуществимым (например, задачу о взаимном влиянии свайного и плитного фундаментов, имеющих различные сжимаемые толщи и т.д.).

Для совместных расчетов основания и надземных конструкций здания представляется целесообразным использовать численную реализацию предлагаемой упруго-вязкопластической модели работы грунта с учетом деформаций формоизменения. Применение данной модели позволяет не только прогнозировать величину конечной осадки, но и оценивать развитие деформаций во времени с учетом очередности, скорости строительства и т.п.

Для предварительных оценочных расчетов средних величин ожидаемых осадок для простейших случаев нагружения возможно использование приближенного аналитического метода, изложенного в п. 10.

Список литературы

Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.

Дашко Р. Э. Теория и практика инженерно-геологического анализа и оценки водонасыщенных глинистых пород как основания сооружения: Дисс...д-ра техн. Наук. – Л., 1985.

Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.

Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.

Голли А. В., Шашкин А. Г. Мониторинг напряженно-деформированного состояния сла-

Internet: www.georec.spb.ru

54

бых глинистых грунтов (натурные исследования процесса деформирования основания сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений). – СПб.: Реконструкция городов и геотехническое строительство № 2.

Сотников С. Н. Строительство и реконструкиця фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: Автореф.дисс. д.т.н. – М.: МИСИ, 1987. – 50 с.

СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1986. – 45 с.

СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. –М., 2004. – 130 с.

Шашкин А. Г., Шашкин К. Г. Упруго-вязко-пластическая модель структурно-неустойчивого глинистого основания. –СПб.: Реконструкция городов и геотехническое строительство № 9. – с. 221–228.

Internet: www.georec.spb.ru