

## ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В СЛАБЫХ ГРУНТАХ ВБЛИЗИ ЧУВСТВИТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ: НОВЕЙШИЕ КОНЦЕПЦИИ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ И КОНТРОЛЯ

*Г. ГУДЕХУС – профессор Университета г. Карлсруэ, Германия.*

Приводятся примеры приложения механики грунтов к решению проблем, связанных с механизмами и критериями аварийных ситуаций, поведением материалов и переменными состояниями, исследованиями и описаниями начальных состояний, спонтанными и квазиспонтанными изменениями состояния, реакцией среды на геотехнические работы, укреплением и компенсацией грунта. В фокусе внимания – понимание физических процессов работы грунта.

### 1. ВВЕДЕНИЕ

Нужно быть крупным инженером-геотехником, чтобы спланировать и построить новую столицу на слабых грунтах, как это сделал российский император Петр Великий. Его последователи добавляли более тяжелые здания, многие из которых существуют до сих пор и заслуживают защиты и реставрации. Позднее угроза разрушения и повреждения зданий стала исходить от проводимых работ нулевого цикла, в особенности от экскавации грунта. Санкт Петербург является выдающимся историческим городом, но существует и другие города с подобными геотехническими проблемами.

Геотехнические задачи кратко изложены в разд. 2, где описаны механизмы разрушения грунта. Концепция храпового эффекта Фейнмана принимается как для термических, так и для вибрационных воздействий. Данная концепция может успешно применяться для описания вязкопластичности геотехнических систем. Таким образом, определяются максимальные предельные состояния и пластичность. Предельные состояния по эксплуатационной надежности представлены через последовательные изменения местоположения и

соответствующие допустимые воздействия для зданий.

Раздел 3 касается локальных переменных состояний и поведения материалов. Грунты могут быть слабыми из-за высоких значений коэффициента пористости, наличия мягких угловатых частиц или низких эффективных напряжений. Это проиллюстрировано фазовыми диаграммами, где ключевую роль играют критические состояния.

Начальные состояния геотехнических систем являются темой разд. 4. Участок основания со зданиями задается посредством усредненных переменных состояний с геометрическими упрощениями. Кратко упоминается об исследованиях и флуктуациях. В разд. 5 речь идет об изменениях в геотехнических системах после проведения геотехнических работ. В свете материала, изложенного в разд. 2 эти изменения происходят благодаря термической или неизбежной вибрационной активации.

Раздел 6 посвящен изменениям положения и состояния во время проведения ряда геотехнических работ. Предлагаются упрощенные граничные условия и процедуры расчетов. В разд. 7 речь пойдет об улучшении свойств грунта и компенсационных мерах. Результаты наблюдений и расчетов приводятся в разд. 8. Данная статья может быть рассмотрена как вклад механики грунтов в геотехническое управление рисками.

## 2. ТРЕБОВАНИЯ И МЕХАНИЗМЫ

Геотехнические работы должны быть так спланированы и осуществлены, чтобы с достаточной надежностью можно было избежать критических ситуаций. Под критической ситуацией понимается невозможность соответствовать заданным требованиям. В свете этого понятия «критическая ситуация» и «требования» являются субъективными. Традиционные концепции «абсолютного предельного состояния» (АПС) и «предельного состояния по эксплуатационной пригодности» (ЭПС) могут быть определены более точно нижеизложенным образом.

Фейнман (1963) привел механизм термической активации механических систем (рис. 1). В одном из двух боксов, соединенных общей осью, находится храповик, т.е. колесо с наклонными зубцами и собачкой, закрепленное на одном конце оси. На другом конце оси в противоположном боксе находится колесо с лопатками, напоминающее миниатюрное гребное колесо парохода. Между боксами на оси неподвижно закреплено круглое колесико, через которое перекинута нить с привязанным к ней небольшим грузом. Если газ в боксе с гребным колесом имеет более высокую температуру, чем газ в другом боксе, то посредством необратимого поступательного вращения оси грузик поднимается вверх. Таким же образом осуществляется наномоторика живых клеток. Мы принимаем концепцию храпового эффекта в качестве аналогии поступательного пошагового движения геотехнических систем намного большего размера.

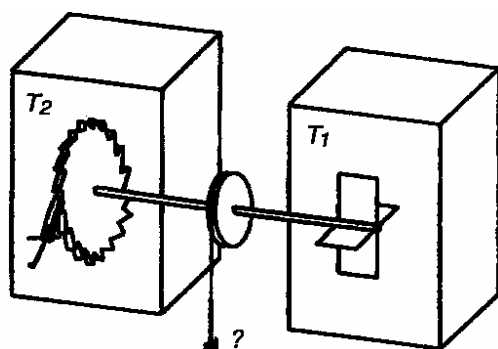


Рис. 1. Аппарат Фейнмана, иллюстрирующий храповой эффект при отношении температур  $T_1 > T_2$

Мы выделяем три типа состояний в зависимости от того, как происходит спонтанное изменение позиций при отсутствии внешних влияний. Система «грунт основания – здание» создает поле напряжений, находящееся в статическом равновесии с силой тяжести (последующая «работа» на первых стадиях игнорируется). Термическая активация вызывает ползучесть и релаксацию грунта и конструкций, а также общую диффузию поровой воды и ионов. Если определенная величина скорости  $v$  постоянна ( $\dot{v} = 0$ ), такую систему можно назвать индифферентной. При  $\dot{v} > 0$  система носит название разрушаемой, при  $\dot{v} < 0$  – стабильной. Эти понятия отличаются от используемых в консервативных системах, так как внутренние силы частично не консервативны, а твердые частицы часто непостоянны. Ситуацию с  $\dot{v} = 0$  можно также назвать стационарным вязкопластичным течением, однако не стоит слишком привязываться к постулатам теории пластичности. Стационарные поля скоростей могут быть оценены опытным путем или при помощи расчетов (разд. 5). Такая система затем может быть названа идеально пластичной или дуктильной. Самая простая модель подобного абсолютного предельного состояния (АПС) получается, если задать зоны сдвига со стационарной сдвиговой прочностью. Сопrotивление сдвигу является вязкопластичным из-за термической активации, что более четко видно в случае слабых грунтов (разд. 3).

Как описано в разд. 5, случаи с  $\dot{v} > 0$  или  $\dot{v} < 0$ , могут быть объяснены самопроизвольными изменениями конфигурации или состояния системы. Случай, когда  $\dot{v} > 0$ , не может быть полностью исключен, но тогда смещения должны быть значительными и достаточно медленными, так что геотехнические контрмеры также осуществимы. Такая «ограниченная дуктильность» может определяться пределом деформации грунта и конструкций, однако это заведомо неточно, так как деформации не являются параметром состояния. Всегда желательно доказательство  $\dot{v} < 0$ , особенно в частях системы, которые подвержены разрушению.

Случай, когда  $\dot{v} < 0$ , т.е. при аутогенной стабилизации, может привести к предельному состоянию по эксплуатационной пригодности

(ЭПС). Это подразумевает наличие вторичной консолидации, которая может оказаться больше рассчитанной традиционными способами (разд. 5). Эксплуатационные предельные состояния обычно связываются с положением и деформациями конструкций. Предельно допустимые деформации могут быть исчерпаны при вибрационной активации или во время геотехнических работ, но полезно сначала понять случаи с чистой термической активацией. Предельно допустимые деформации АПС с замкнутой дуктильностью не совпадают с предельно допустимыми деформациями ЭПС.

Теперь перейдем к неизбежным малым вибрациям и дадим эвристическое продолжение вышеописанной концепции. Вибрации в грунте, вызванные ветром, дорожным движением или механизмами, должны оставаться на низком уровне, особенно в условиях высокопористых грунтов с мелкими твердыми зернами, где вибрации могут привести к изменениям положения и состояния, как и термическая активация. Можно дифференцировать состояние посредством величин  $\dot{v} = 0$ ,  $\dot{v} > 0$  и  $\dot{v} < 0$ , однако, это применимо только к интервалам времени с вибрацией. Для сыпучих материалов этот подход связан с оценкой температуры зерен, псевдопластичностью, храповым эффектом зерен. Для слабых грунтов со зданиями на них, как в С.-Петербурге, не существует другого подхода к вопросу вибраций, кроме эвристического. Упругое поведение обеспечивается только для амплитуд менее 1мм/с в неплотных гранулированных грунтах. Численные расчеты кумулятивных суммарных полциклов сегодня невозможны.

### 3. ПОВЕДЕНИЕ МАТЕРИАЛА И ПЕРЕМЕННЫЕ СОСТОЯНИЯ

На рис. 2 показаны типичные предельные величины коэффициента пористости (а) и соответствующие траектории напряжения (б) элемента водонасыщенного грунта с довольно мелкими *твердыми* зернами. Линия *i* отображает изотропную компрессию рыхлого несвязного зернистого скелета, которая может быть приближенно выражена следующим образом:

$$e_i = e_{i0} \exp \left[ - \left( \frac{3p'}{h_s} \right)^n \right]. \quad (1)$$

Уменьшение  $e_i$  при увеличении среднего эффективного давления  $p'$  описывается прочностью зерен  $h_s$  (обычно около 2...5 ГПа для кварцевого песка) и экспонентой  $n$  (обычно около 0,15...0,3 для угловатых и круглых частиц). В случае очень маленьких зерен и действия сил притяжения Ван дер Вальса, превосходящих осмотическое отталкивание, слабые осадочные породы имеют макропоры. В таком случае  $e$  превышает  $e_i$ , но при возрастании  $p'$  значение  $e_i$  достигается после разрушения макропор (кривая *m*).

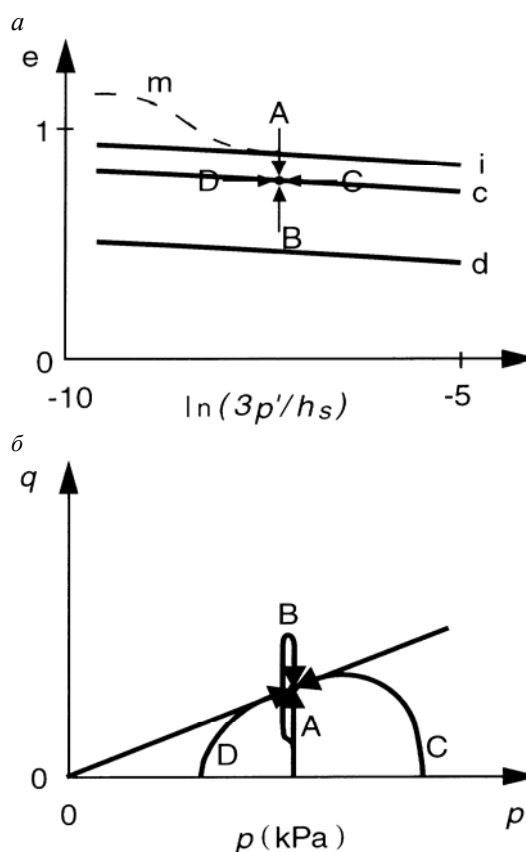


Рис. 2. Фазовая диаграмма водонасыщенного грунта с твердыми зернами (а); траектории напряжений водонасыщенного грунта с твердыми зернами (б)

Критические состояния (С) характеризуются пониженным коэффициентом пористости  $e_c$  при возрастании  $p'$  в соответствии с

выражением (1) при  $e_{c0} (\approx e_{max})$  вместо  $e_{i0}$ . Соотношение эффективных напряжений остается постоянным, что характеризуется углом трения в критическом состоянии  $\varphi_c$ . Виброуплотнение с почти постоянным  $p'$  ведет к более низкому значению  $e_d$ , которое уменьшается при увеличении  $p'$ , согласно (1), при  $e_{d0} (\approx e_{min})$  вместо  $e_{i0}$ . Четыре перехода к предельным состояниям при постоянном сдвиге представлены на рис. 2 для осесимметричных условий, как при испытаниях на трехосное сжатие:

- A:  $\dot{p}' = 0$  при  $e > e_c$ , сначала:  $e \rightarrow e_c$  и  $q/p' \rightarrow q_c/p' = 6 \sin \varphi_c / (3 - \sin \varphi_c)$ ;
- B:  $\dot{p}' = 0$  при  $e < e_c$ , сначала: локализованное расширение,  $e \rightarrow e_c$  и  $q \rightarrow q_c$  через пиковые значения;
- C:  $\dot{e} = 0$  (водонасыщенный недренированный грунт) при  $\dot{p}' > 0$  для  $p'(e = e_c)$ , сначала: уменьшение  $p' \rightarrow p'(e = e_c)$ ,  $q \rightarrow q_c$  (локализованное уплотнение,  $p'$  – возрастает и затем не отбражается);
- D:  $\dot{e} = 0$  при  $p' < p'(e = e_c)$ , сначала: возрастание  $p' \rightarrow p'(e = e_c)$ ,  $q \rightarrow q_c$ .

Эта концепция заменяет механику грунтов критических состояний (см. CSSM, Schofield and Wroth, 1968) в рамках теории гипопластичности. Она описывает эволюцию локальных переменных состояния, коэффициент пористости и эффективное напряжение при росте деформаций в зависимости от их скорости (см., напр., Gudehus, 1996). Гипопластичность позволяет оценить прочность и жесткость в зависимости от переменных состояния и тенденции к увеличению или уменьшению скорости деформации. Так как это приводит к завышенному храповому эффекту, было разработано дополнение, учитывающее так называемую деформацию между зернами грунта (см. Niemunis and Herle, 1997). Эта внутренняя переменная отображает флуктуацию контактных усилий: чем она меньше, тем выше приращение жесткости. Могут также учитываться колебания скорости (см. Gudehus and Nübel, 2002): они наиболее

высоки для  $e_i$ , наиболее низки для  $e_d$  и спонтанно возрастают с локализацией сдвига.

Водонасыщенные сыпучие грунты с высоким значением  $e$  проявляют свойства "мягкости" в рамках этой концепции. Недренированный монотонный сдвиг ведет к снижению или потере прочности, недренированный циклический сдвиг – к снижению или потере жесткости. Переход в состояние взвеси может произойти при  $e > e_{c0}$ , в особенности из-за микропор. Статическая компрессия мала при отсутствии макропор, гораздо большее уплотнение может быть вызвано сотрясением.

На рис. 3, а показаны типичные предельные коэффициенты пористости, а на рис. 3, б – траектории нагружения водонасыщенного грунта с мелкими мягкими частицами и контактами (глинистые минералы, органические и диатомовые реликты). Кривые  $i$ ,  $c$ ,  $d$  определяются и задаются, как и ранее, но существуют большие количественные различия. Значение  $h_s$  (называемое прочностью твердых частиц) на несколько порядков ниже величины (например, 0,5 МПа), определенной для высокопластичной глины. Кривые по форме являются практически прямыми, так как точка перегиба находится в обычных рамках значений  $p'$ , так что  $C_c = -\Delta e / \Delta \ln(p'/\sigma_f)$  может быть легко соотнесено с  $h_s$  и  $n$  (Herle and Gudehus, 1999). В отличие от концепции CSSM и в соответствии с теорией Хворслева (Hvorslev, 1937) наклон кривой меньше для  $c$ , чем для  $i$ , и кривые имеют форму буквы  $s$ . Асимптота  $e = 0$  для  $p' \rightarrow \infty$  имеет физический смысл, но, конечно, она далека от реальных значений для грунтов.

Асимптоты  $e = e_{i0}$ ,  $e_{c0}$  и  $e_{d0}$  намного выше, чем для зернистых грунтов. Они не могут быть достигнуты из-за макропор или осмотического отталкивания. Постепенный сдвиг может привести к критическим состояниям, как проиллюстрировано траекториями A, B, C, D на рис. 3, б. Значения  $\varphi_c$  для высокопластичных глин намного ниже значений  $\varphi_c$  для песка, но существенно выше значений  $\varphi_c$  для пылеватых грунтов с диатомовыми реликтами (Krieg, 2000). Без макропор на пределе текучести  $w_L$  коэффициент пористости равняется  $e_c \approx w_L \gamma_s / \gamma_w$  при  $p' \approx 5$  кПа. На пределе раскатывания  $w_p - e_d \approx w_p \gamma_s / \gamma_w$  для  $p' \approx 100$  кПа (кавитация после циклического

уплотнения). Как было отмечено Скофилдом (Schofield 2002), при нижних значениях  $e_d$ , зависящих от  $p'$ , происходит разрыв вместо пластической реакции. В рамках гипопластичности любой сдвиг при  $\dot{p}' = 0$  при  $e \leq e_d$  вызывает дилатансию и приводит к возникновению кавитационных трещин.

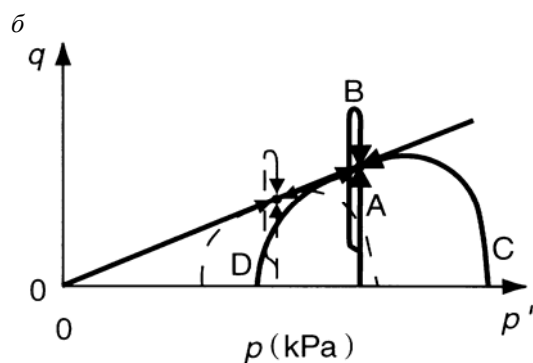
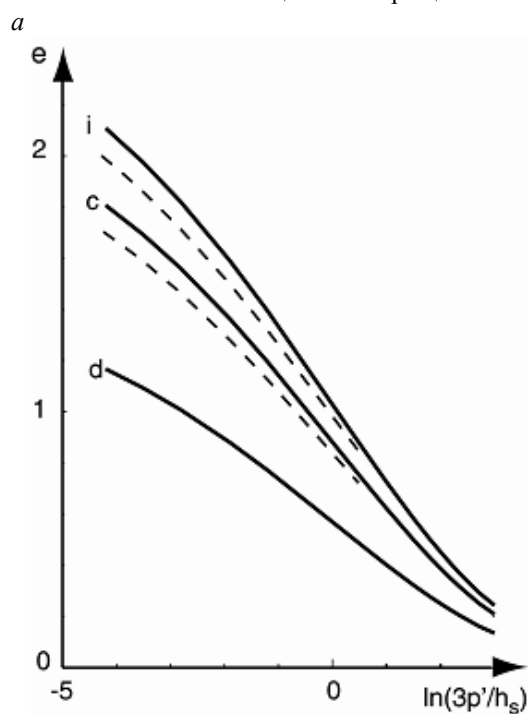


Рис. 3: Фазовая диаграмма водонасыщенных грунтов с мягкими частицами (а); траектория напряжений для водонасыщенных грунтов с мягкими частицами (б)

Даже при довольно высоких коэффициентах пористости, но низкой твердости частиц переход в состояние суспензии может быть исключен (кроме случаев с очень высоким

значением  $e$  или чрезвычайно высокими напряжениями). Однако мягкость твердых частиц вызывает другое состояние, близкое к состоянию жидкости, а именно: нелинейную вязкость. Это проиллюстрировано прерывистыми линиями на рис. 3,б, которые характерны для более низких скоростей деформаций. Разница может быть аппроксимирована через

$$h_s = h_{sr} [1 + I_v \ln(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_r)], \quad (2)$$

где  $I_v$  – индекс вязкости;  $\dot{\epsilon}$  – модуль скорости деформаций и  $h_s = h_{sr}$  для коэффициента соответствия  $\dot{\epsilon}_r$ .

Формула (2) обоснована в работах Лейненкугеля (Leinenkugel, 1976) и может быть подтверждена теорией термально активизированных процессов. Значения  $I_v$  варьируют от 0,01 для кварца и до 0,06 для монтмориллонита с органическими составляющими. По мнению Перссона (Persson, 2000), величина  $I_v$  может быть связана с энергиями смещения плотных контактов (см. Gudehus, 2003). Значения  $I_v$  и  $\dot{\epsilon}_r$  пропорциональны величине абсолютной температуры  $T$ .

Отклонения прерывистых кривых от сплошных описываются с помощью формулы (2) с использованием уравнений гипопластичности. Это объясняет стабильную ползучесть в критических состояниях, а также стабилизированную объемную ползучесть (вторичное уплотнение). Для последней может быть использована эмпирическая зависимость  $C_\alpha = I_v C_c$ , (разд. 5). При помощи новой комбинации гипопластичности и теории Кэм Клэй Ниемунис (Niemunis, 1996) описал это поведение и релаксацию. Также было найдено дополнение для межзерновой деформации. Подобный подход, но без использования Кэм Клэй, был предложен нами (Gudehus, 2003). В обоих случаях удалось получить реалистичные кривые ползучести и релаксации. Формула  $C_\alpha = I_v C_c$  выведена для ползучести в условиях компрессионного сжатия. Для постоянных осевых и радиальных напряжений  $\sigma_1'$  и  $\sigma_3' \leq \sigma_1'$  было выведено однозначное соотношение между  $\dot{\epsilon}_2 / \dot{\epsilon}_1$  и  $\sigma_2' / \sigma_1'$  при возрастающем значении  $\dot{\epsilon}$  (для  $\sigma_2' / \sigma_1'$  ниже  $K_0$ ). Это согласуется с экспериментальными результатами, полученными Кригом (Krieg, 2000) для слабых грунтов.

#### 4. ИССЛЕДОВАНИЯ И УПРОЩЕНИЯ ПЕРВОНАЧАЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Основная задача заключается в прогнозе изменения положения и состояния, как будет показано в разд. 5 и 6, от определенного временного момента. Чтобы просчитать эволюцию состояния при помощи определяющих соотношений, параметров и граничных условий, необходимо знать первоначальное состояние. Для этого требуется проведение исследований и упрощений.

Гипоупругость предполагает четкое разделение между переменными состояниями и не зависящими от состояния параметрами материалов. Последние также используются для идентификации слоев и включений грунта, содержание которых должно быть известно по образцам. Требуются следующие переменные состояния:

объем фракций твердых частиц  $\alpha_s$  и воды  $\alpha_w$  (или же  $e$  и степень водонасыщенности  $S_r$ );  
давление поровой воды  $p_w$ , порового газа  $p_g$  и твердых частиц  $P_s$  (тензор эффективных напряжений);

скорость  $v_s$  твердых фракций.

Значение  $\alpha_s$  обычно выводится по данным испытаний методом СРТ, а в крайних случаях – по результатам испытаний ненарушенных образцов грунта. Оценка этого значения требует знания параметров материала, ближней зоны  $S_r$  и дальней зоны  $P_s$  и может быть определена через гипоупругость (см. Cudmani and Osinov, 2001). (Невозможно получить значения плотности, или даже прочности, или жесткости только по результатам испытаний СРТ или SPT.) Значения  $\alpha_w$  или  $S_r$  могут быть определены по образцам или по скорости распространения  $P$ -волны.

В простых случаях значение  $p_w$  задается глубиной ниже уровня грунтовых вод, в более сложных случаях оно должно быть измерено. Эффективные напряжения вряд ли могут быть измерены, поэтому они должны быть оценены постепенным введением веса в расчет методом конечных элементов. Применяемое упрощение оправдано, если грунт еще не был потревожен. В противном случае нужно проследить ранее проведенные геотехнические операции для того, чтобы оценить измененное ими состояние. Это было сделано

путем использования принципа гипоупругости, например, при понижении уровня грунтовых вод (Karcher, 2003) и при сооружении стены в грунте (Mayer, 2001).

Поле скоростей в плотном теле  $v_s$  может быть оценено путем наблюдения при анализе проектов недавнего прошлого. Так как определение  $v_s$  может быть проведено с весьма низкой точностью (разд. 5), граничные условия при анализе прошлых проектов могут быть упрощены.

Необходимо и правомерно представить геометрически упрощенные однородные зоны грунта. Это *упрощение* зависит не только от геологической ситуации и последствий прежней деятельности, но и от ожидаемых механизмов и, таким образом, от размера здания и размаха геотехнических операций. На примере немецких шахт по добыче бурого угля (Karcher, 2003) было показано, что такое же упрощение можно использовать для расчета изменения уровня грунтовых вод, устойчивости и деформаций. Конечно же, необходима оценка геологии и механических свойств грунтов. Средние значения переменных состояния, перечисленные выше, привязаны к зонам. Таким образом, грунт представлен упрощенным составом, который обладает полной анизотропностью, хотя зоны могут быть свободны от анизотропности.

Упрощение типичных слабых грунтов часто используется для замены большого числа слоев и включений сравнительно небольшим их количеством. Зоны грунтов с твердыми и мягкими частицами должны быть разделены, так как твердость частиц  $h_s$  и водопроницаемость  $k_f$  различаются на несколько порядков. Многие тонкие слои могут быть заменены несколькими мощными при расчетах общих деформаций, устойчивости и течения. Меньшие линзы и другие включения должны быть идентифицированы в основаниях вблизи от проводимых геотехнических работ (разд. 6). Так как это невозможно проделать для всех включений, надо указать, по меньшей мере, спектр их размеров и положения, чтобы прочность можно было оценить заранее.

*Флуктуации* в различных масштабах должны быть оценены и описаны по отношению к соответствующим механизмам. На уровне элементов грунта флуктуации контактных

усилий могут быть представлены деформацией между частицами (Niemunis & Herle, 1997). Для гранулярных зон, подвергающихся интенсивным вибрациям, а также для зон с фракцией мягких частиц флуктуация может считаться нулевой из-за релаксации. Интенсивная засыпка поверхности грунта или понижение грунтовых вод могут вызывать последующие деформации между частицами (Karcher, 2003).

В рыхлых грунтах всегда наблюдается более сильное колебание плотности и напряжений, чем в плотных (Gudehus & Nübel, 2002). Это понижает общую жесткость и может инициировать локализацию сдвига. Данное явление должно быть представлено путем задания различных значений плотности в конечных элементах в пределах их средних величин и границ (см. рис. 2 и 3). Фиктивное возрастание гравитации от близкой к нулю до реальных величин при моделировании начального напряженного состояния также может привести к колебаниям напряжений.

Пространственные колебания состава твердого вещества должны учитываться хотя бы качественно. Например, слоистая структура (сэндвич) из мелкого песка и глины отличается по жесткости, прочности и водопроницаемости от однородного грунта с такими же составляющими. Понимание происхождения геологической формации должно учитываться при отборе образцов, испытаниях, зондировании и моделировании. Может оказаться полезным численное моделирование с реальными с геологической точки зрения граничными условиями (Karcher, 2003).

К начальным условиям относятся существующие здания и подземные сооружения, а также «последствия» предыдущих геотехнических работ. Конструкции могут быть упрощены таким образом, чтобы их общий вес, жесткость и прочность были представлены в общем виде. Это непросто в случае старых конструкций с трещинами и частично неизвестным составом, над этим вопросом должны работать вместе строители и геотехники. Также необходимо оценить протяженность, состав и плотность зон насыпного грунта рядом с фундаментами, что требует проведения археологических работ. Затем моделируется начальное поле напряжений через фиктивное отображение гравитации, как было

отмечено выше. Если наблюдения указывают на аномальные напряжения, скажем, близкие к разлому, они могут быть выведены путем описания прошлых деформаций грунта, т.е. через моделирование ранних операций (разд. 5).

Процедуры, описанные выше, также рекомендуется выполнять для работ нулевого цикла на большой глубине: устройства свай, анкеров, стен, труб, прокладки туннелей или разных способов укрепления грунта. Это также верно для остатков исторических зданий в грунте, и, безусловно, для загрязняющих и взрывчатых веществ.

## 5. ИЗМЕНЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ И СОСТОЯНИЯ ДО И ПОСЛЕ ПРОВЕДЕНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТ

Рассмотрим сначала свободное поле в естественных условиях. Седиментация и эрозия могут быть исключены, так же как и медленная или быстрая тектоника (хотя эти процессы могут быть выявлены с помощью нашей модели, Karcher, 2003). Ограничиваясь сначала горизонтальными слоями, получаем возможность консолидации без учета горизонтальных деформаций. Этот процесс можно проследить с помощью методов, описанных в разд. 3 и 4. Следует принять во внимание долговременное избыточное поровое давление, обусловленное очень низкой водопроницаемостью при нулевом градиенте. Оно может иметь большие значения в слабых грунтах – мы измерили примерно 1,5 м избыточного уровня воды в Констанс и примерно 4 м в Шанхае. При этом может корректно учитываться нелинейная фильтрация (Zou, 1996).

Ползучесть (вторичная консолидация) имеет следующую тенденцию:

$$e = e_0 - C_\alpha \ln(1 + t/t_0), \quad (3)$$

что хорошо известно из практики. Это также выводится в соответствии с разд. 3, если исходный коэффициент пористости определяется выражениями (1) и (2) при начальной скорости деформаций  $\dot{\varepsilon}_0$  для  $t = 0$

$$\dot{\varepsilon}_0 = \Delta v_0/d = C_\alpha/[t_0(1 + e_0)], \quad (4)$$

где  $\Delta v_0$  – начальная разность скорости осадки слоя;  $d$  – его мощность.

В общем виде (3) и (4) могут быть и неверны, но в таком случае (3) является полезной асимптотой. Начальное состояние может быть также задано по времени окончания первичной консолидации:

$$t_0 = d^2/c_v, \quad (5)$$

где  $c_v$  – коэффициент консолидации.

Однако величина  $d$  не может быть легко определена для полевых условий. Более детальный анализ с применением нашего метода позволил обнаружить, что:

первичная консолидация ниже, если она происходит за более короткий временной промежуток (благодаря слоям песка или наличию вертикальных дрен), так как плотность твердых частиц выше в соответствии с (2);

вторичная консолидация замедлена, но впоследствии возрастает в сравнении с более медленным дренированием и большей первичной консолидацией;

после приложения минимальных предварительных нагрузок, например посредством временной засыпки или водопонижения, слабые грунты впоследствии характеризуются той же степенью ползучести, что и без предварительной нагрузки, но с большим замедлением.

Такое поведение также было отмечено Кригом (Krieg, 2000) на примере мягких материалов. Это позволяет провести анализ без знания начальных скоростей и начального коэффициента бокового давления  $K = \sigma_2'/\sigma_1'$  в природных условиях. Величина  $K$  всегда тяготеет к  $K_0$  с учетом (3).

Теперь рассмотрим возведение тяжелого здания на слабых грунтах (рис. 4). Для упрощения принимается осесимметричная задача. Предыдущее состояние может быть асимптотическим, как было описано. Для сравнения приведен случай увеличения давления по всей поверхности, что обозначено пунктиром: траектория деформации при  $\varepsilon_2 = 0$ , траектория нагружения продолжается с  $K_0$ , осадки  $s$  возрастают со временем с учетом (3) при  $\varepsilon_1 = -\Delta e/(1 + e_0)$ .

В элементе грунта, находящемся на глубине, большей примерно половины размера нагруженной области, отношение бокового и вертикального расширения  $-\dot{\varepsilon}_2/\dot{\varepsilon}_1$  возрастает при увеличении поверхностной нагрузки, причем  $\sigma_2'/\sigma_1'$  становится меньше  $K_0$ . После рассеивания поровой воды под избыточным давлением достигаются некоторые постоянные величины  $-\dot{\varepsilon}_2/\dot{\varepsilon}_1$  и  $\sigma_2'/\sigma_1'$  и позднее они остаются практически постоянными. Значения  $-\dot{\varepsilon}_1/\dot{\varepsilon}_2$  связаны с  $\sigma_2'/\sigma_1'$  в фазе ползучести (разд. 3). Выражение (3) остается верным, однако  $\varepsilon_1$  увеличивается больше, чем по закону Буйзмана (Buisman), т.е.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{10} + f_K(1 + e_0)C_\alpha \ln(1 + t/t_0). \quad (6)$$

Выражение (6) остается верным при  $f_K > 1$ , если  $K = \sigma_2'/\sigma_1'$  ниже  $K_0$ . Величина  $f_K$  отклоняется для  $K = K_a$ . Мы определили значения  $f_K$  примерно от 1,5 до 2,5 в слабых грунтах, что значительно ниже допустимых значений как в лаборатории, так и в полевых условиях (Krieg, 2000). Следовательно, обычное предположение, что для статически безопасных ситуаций  $\varepsilon_2 = 0$ , неоправданно. При лучшем дренаже (природном или искусственном) значение  $\varepsilon_{10}$  меньше из-за более высокой жесткости, согласно (2), но затем величина  $\varepsilon_1$  становится больше, так как  $t_0$  в выражении (6) меньше (как показано выше для  $\varepsilon_2 = 0$ ).

Так как величина  $\sigma_2'$  статически неопределима, возможны только приближенные оценки осадок ползучести с учетом выражения (6). Для более надежных прогнозов нет ничего лучше расчетов методом конечных элементов в сочетании с полевыми наблюдениями. Также следует принимать во внимание рассеивание поровой воды и вязкость твердых фракций. Так как предельные состояния по эксплуатационной пригодности (ЭПС) в таких случаях определяются величиной неравномерных осадок, должны быть учтены вариации характеристик грунта в горизонтальном направлении. Если оценки с помощью (6) дают величину ЭПС, то такие расчеты рекомендуется выполнять для сценариев в рамках наблюдательного метода.



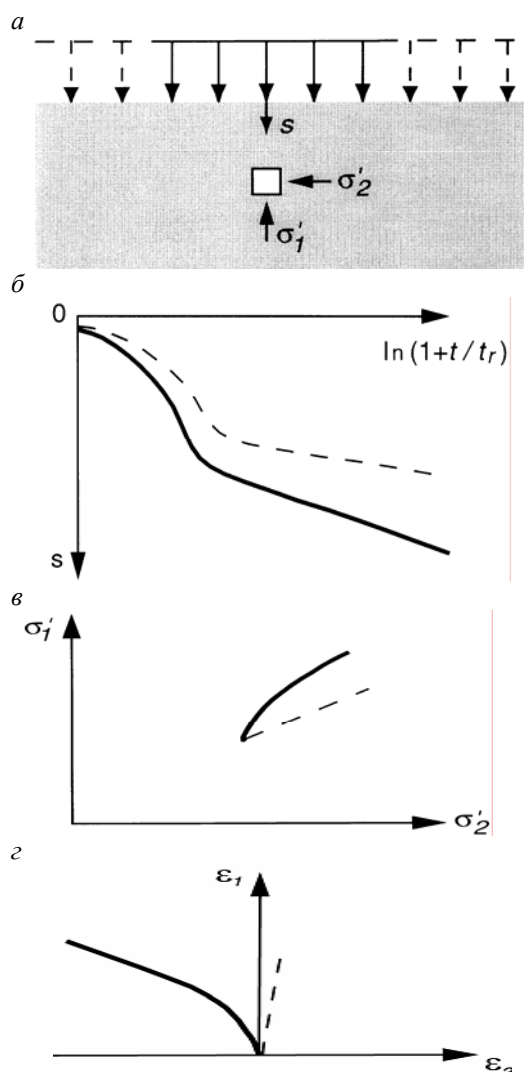


Рис. 4. Слабые грунты с ограниченной дополнительной нагрузкой (а), осадка во времени (б), траектория нагружения (в) и траектория деформации (г)

Теперь рассмотрим термически активированные изменения положения и состояния сооружения после проведения геотехнических работ. Примером может служить укрепленный котлован вблизи существующего здания. Необходимо знать достаточно хорошо положение и состояние грунта и сооружения непосредственно после проведения работ (см. разд. 6). Вопрос заключается в том, можно ли достичь абсолютного или эксплуатационного предельного состояния (АПС или ЭПС) за заданный промежуток времени. В соответствии с разд. 2 должна быть получена

величина  $\dot{\nu} < 0$ , при этом должен быть обеспечен большой запас допусков по ЭПС. Метод наблюдения, безусловно, необходим, но использовать его можно лишь совместно с физически выверенными прогнозами.

Анализ пластических предельных состояний с учетом недренированной прочности на сдвиг  $c_u$  является необходимым, но не достаточным. Пиковые и остаточные значения  $c_u$  могут рассчитываться при помощи концепции гипопластичности со скоростной зависимостью по формуле (2) и разумными значениями  $\dot{\epsilon}$ . Пиковая прочность и деформация зависят от переменных состояния для начальной стадии, а также от рассеяния поровой воды, поэтому их определение является достаточно тонким делом. Испытания на трехосное сжатие хороших образцов грунта могут в лучшем случае улучшить оценку (например, пиковая деформация после повторной консолидации с  $K_0$  может быть ниже 0,5%, а с  $K = 1$  может превышать 5%) и помочь с калибровкой последующего анализа.

Согласно положениям, приведенным в разд. 4 и 6, расчетное состояние непосредственно после откопки подразумевает наличие избыточного порового давления, а также колебаний коэффициента пористости  $e$  и среднего эффективного давления  $p'$ . Вместо процедуры анализа с заданными полями скоростей (называемыми механизмами разрушения) применяются поля скоростей с  $\dot{\nu} \geq 0$ . Эти значения получают, если система находится в неустойчивом состоянии, в том смысле, как это представлено в разд. 2. Это возможно, если недренированные деформации ползучести вызывают повышение порового давления и девиатора напряжений, способствуя тем самым увеличению скорости ползучести. Эта позитивная обратная связь не может быть оценена адекватно с помощью традиционных методик и анализа реакции образцов на недренированный сдвиг, и поскольку разрушение в результате ползучести нельзя предсказать исходя только из натуральных наблюдений – необходим прогноз. Испытания моделей (Jovanovic, 2002) подчеркивают необходимость этого и помогают в понимании и подтверждении методов прогноза.

Стабилизация деформаций ползучести сопровождается угасанием колебаний в массиве

грунта. Это позволяет сделать ряд упрощений для прогноза деформаций по отношению к возможности достижения ЭПС (при условии, что достижение АПС исключается). Релаксация грунта ведет к увеличению усилий в жесткой системе распорных креплений, которые необходимо рассчитывать, чтобы не допустить потенциального отказа элементов конструкции. Такие же расчеты предлагается выполнять в качестве части наблюдательного метода.

Влияние неизбежных вибраций на рыхлые зернистые элементы грунтового массива пока нельзя рассчитать с такой же надежностью, как изменения, вызванные термической активацией. Из-за отсутствия законов накопления предлагается работать с условным, более высоким, коэффициентом вязкости  $I_v$ , задавая таким образом температуру частиц грунта. Такой эвристический подход требует эмпирических адаптаций  $I_v$ . Важность вибрации известна и выявляется также модельными испытаниями (напр., Jovanović, 2002).

## 6. РЕАКЦИЯ ОСНОВАНИЯ НА ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Нашу механическую модель можно использовать для отслеживания подвижек и изменения состояния конструкций при проведении определенных геотехнических работ. Для некоторых работ это либо невозможно вообще, либо пока невозможно, следовательно, нужно каким-то образом нивелировать ошибки прогнозирования: посредством мониторинга, улучшения свойств грунтов или компенсации (разд. 7).

Мы тщательно изучили деформации в открытой шахте, произошедшие вследствие водопонижения, в котловане, устроенном без обратной засыпки и распорок, (Karcher, 2003). Справедливость наших концепций была доказана прогнозированием класса А и подтверждена полевыми испытаниями. На основании этой работы составлены рекомендации по начальным состояниям, приведенные в разд. 4 настоящего доклада. Если прогнозируется устойчивость сооружения (проверенными методами), деформации ползучести после откопки будут ничтожно малы. Однако это условие не соблюдается для колодцев (сква-

жин) с обсадными трубами, проходящими через слои грунта с высоким значением коэффициента вязкости (лигниты и пластичные глины). Данный факт подтверждает положение разд. 5 о том, что существующие здания и сооружения, расположенные в зоне распространения слабых грунтов, в большинстве случаев подвержены деформациям ползучести.

Наши концепции использовались для анализа экскавации в Берлине в водонасыщенных песках и жестком мергеле (Mayer, 2001). Некоторые положения, которые были подтверждены натурными измерениями, с известной долей осторожности можно перенести и на слабые грунты. Экскавация может быть смоделирована уменьшением количества КЭ или уменьшением давления до нуля на новой границе. Выше уровня грунтовых вод жесткое капиллярное давление  $p_{cs}$  остается в скелете грунта (Gudehus, 2001). Если же грунт изначально был водонасыщенным, то без учета пузырьков воздуха  $p_{cs}$  равняется входящему капиллярному давлению. Величина  $p_{cs}$  изменяется при испарении или намокании поверхности, так как глина имеет тенденцию к растрескиванию или набуханию, и грунт меняет свойства вблизи новой поверхности. Этим изменением можно пренебречь, если удастся закончить откопку в максимально короткий срок, чтобы новая поверхность была немедленно закрыта.

Ниже уровня грунтовых вод новая поверхность грунта обычно находится в контакте со свободной водой или суспензией непосредственно после проведения откопки. Сыпучий грунт при наличии свободной воды характеризуется значением  $p' = 0$ , поэтому откос в таком грунте сохраняет устойчивость при величине угла откоса  $\beta < \phi'$ , так как величина  $c'$  обычно пренебрежимо мала. Более крутые откосы в сыпучих грунтах могут сохранять устойчивость с достаточной фильтрацией в сторону грунта, особенно при наличии пленки суспензии. Данный процесс происходит в условиях избыточного давления внешней воды, устойчивости фильтрующих элементов и дренажа в грунт (вертикально ориентированная линза песка в глинах не может быть устойчивой). Крутые глинистые откосы и сходные по строению грунты с мягкой фрак-

цией мелких частиц могут сохранять устойчивость в течение короткого промежутка времени, сопротивляясь воздействию свободной воды при отсутствии  $c'$ , если в них развивается подсос в силу невозможности расширения. Такие грунты впоследствии набухают из-за диффузии поровой воды. Это набухание выражено сильнее, если сила ионов в свободной воде ниже, чем в поровой.

Никакой объем недавно вскрытого грунта не должен вымываться во время откопки. Это означает, что грунт остается в состоянии покоя перед дальнейшей откопкой или укреплением. Тогда собственно механическим вмешательством (проникновением инструмента и извлечением грунта) и эрозией, а также деталями промежуточной геометрии поверхности можно пренебречь. Мы исключаем здесь экскавацию, вызывающую значительные вибрации в удаленных зонах, так как их следует избегать в любом случае.

Были смоделированы устройство стены в грунте в песке ниже уровня грунтовых вод, обеспечение устойчивости при помощи суспензии, а также работа свежескачанного и схватывающегося бетона (Mayer, 2001). Расчетные перемещения согласуются с натурными измерениями даже без последующей модификации параметров, поэтому можно сказать, что наш метод снова был успешно проверен посредством прогнозирования класса А. В данном случае подразумевается оценка устойчивости (естественно, она необходима в общем и целом, как было сказано выше). Выяснилось, что из-за беспорядочного характера экскавации перемещения были достаточно серьезными. Это связано с зависимостью грунта от траектории нагружения: зигзагообразная траектория приводит к большей величине деформации, чем прямая. Чтобы избежать излишних деформаций примыкающих строений, можно рекомендовать равномерное производство работ нулевого цикла.

Если суспензионная пленка после откопки вызывает более высокое эффективное давление, нежели до откопки, слабые грунты могут серьезно сместиться наружу. Это можно было наблюдать во время испытания голландской стены в грунте (Kort, 2000); такой вывод был сделан при анализе процесса инъецирования,

когда произошло поднятие поверхности. Поровое давление в этом случае повышается, и прилегающие грунты могут впоследствии подвергнуться консолидации. Это приводит к осадкам окружающих строений, и лишь дополнительное инъецирование может вызвать поднятие грунта (разд. 7). Если бетонная стена, сооруженная позже, смещается в сторону вследствие откопки и одностороннего водопонижения, грунт будет обладать меньшей жесткостью, чем перед смещением вовне. И все эти процессы можно просчитать с помощью нашей модели посредством численных методов.

*Проникновение* конструктивных элементов в грунт пока нельзя анализировать в деталях, однако этот недостаток можно обойти. Статическое вертикальное проникновение цилиндров в дренированный песок было рассчитано в рамках теории гипопластичности. После проверки и некоторых упрощений это привело к разработке метода, с помощью которого можно получить значения плотности по данным СРТ (Cudmani and Osinov, 2001). Сходные расчеты сейчас проводятся для анализа реакции недренированных слабых грунтов во время проникновения. Очевидно (и эмпирически доказано), что последующее рассеивание давления в поровой воде приводит к осадкам окружающей территории. Суммарное действие нескольких проникновений можно рассчитывать сходным образом и в случае компенсационного инъецирования (разд. 7).

Статическое проникновение открытых труб можно анализировать аналогичным образом. Близость краев с высоким давлением и большими деформациями сходна с расширением полостей и СРТ. Зона сдвига между конструкцией и грунтом может рассматриваться как полуэмпирическое взаимодействие, так что можно просчитать реакцию окружающего грунта на вертикальный сдвиг стены. Данный эффект может быть малым при быстром проникновении в слабые грунты, если плотный скелет грунта рядом со стеной разрушается при недренированном сдвиге. Этого не происходит при вдавливании трубы с циклическим вращением: здесь существует время для дренирования, а рыхлый песок уплотняется циклическим сдвигом (см. рис. 3) и

развивается мульда оседания. Мы проанализировали и подвергли проверке этот механизм (Cudmani, 1999), который в некоторых случаях приводил к развитию критических ситуаций.

Также можно проанализировать выбор грунта из внедренной трубы. Просадку грунта и закрытие скважины можно рассматривать как потерю устойчивости в том смысле, как это сформулировано в разд. 2. Этот процесс нельзя рассматривать с точки зрения традиционного анализа предельных состояний. Такой просадки грунта следует избегать. Можно сводить его к контролируемой ползучести. Это так же верно для горизонтальных или наклонных скважин, как, например, для анкеров или труб большого диаметра. В последнем случае закрытия скважины нельзя допустить из-за большей зоны влияния и давления вовне в силу причин, описанных выше для устройства стен в грунте. Прогнозирование сценариев с помощью нашей модели рекомендуется для таких работ, где присутствует особенный риск (в слабых грунтах вблизи чувствительных зданий).

*Динамическое* проникновение *жестких тел* с помощью вибраций или ударов в рамках данной работы можно рассмотреть лишь в общих чертах. Мы можем спрогнозировать скорость проседания, оценить плотность грунта путем зондирования для случая применения стальных штырей в дренированных сыпучих грунтах (Cudmani et al, 2002). Пока можно производить только самые грубые расчеты осадок окружающей территории.

Наша модель не предназначена для расчета суммарных изменений положения и изменений в случаях большого количества циклов (эффективность модели была доказана только для систем с малым количеством циклов, например, для сильных землетрясений, см. Gudehus et al, 2003). Для малых вибраций можно использовать эвристический подход, намеченный в разд. 2 и 4. В любом случае следует избегать сильных вибраций или резких механических воздействий.

С помощью нашей модели можно надежно рассчитывать откопку и водопонижение после установки распорных конструкций (Maueg, 2001). При прогнозе положения и внутренних усилий в конструкциях, погруженных в грунт и находящихся на его поверхности, необходи-

мо учитывать, что поле начальных эффективных напряжений после процесса внедрения (в особенности давление грунта) является менее важным, чем плотность и поровое давление. Исключения составляют случаи, когда происходит выдавливание грунта при внедрении в него конструктивных элементов. В определенном смысле «память» об успешно проведенном внедрении быстро стирается. Нельзя проводить водопонижение внутри котлована до откопки. Дополнительно инъецированные анкера также можно применять для улучшения контакта.

## 7. УЛУЧШЕНИЕ СВОЙСТВ ГРУНТОВ И КОМПЕНСАЦИЯ

Основная цель анализа, проводимого с помощью физически обоснованных методов прогноза, заключается в том, чтобы избежать необратимого состояния системы. Поэтому чрезвычайно важной является ограниченная пластичность, для которой обычная оценка АПС невозможна. Чтобы не утратить историческое архитектурное наследие, необходим также метод наблюдений. Представляются полезными следующие соображения.

Наблюдательный метод состоит из первоначального проекта, прогноза, а также мониторинга и разработки контрмер в случае возможного развития аварийной ситуации. На данной стадии могут быть применены улучшение свойств грунтов или их компенсация. Важность этих видов геотехнических работ не столь высока, как работ, упомянутых в предыдущем разделе.

Для улучшения свойств слабых грунтов вблизи существующих чувствительных сооружений подходят лишь несколько методов. Замораживание грунта будет работать в сыпучих грунтах, тогда как грунты с высокой пористостью и мягкими частицами подвергнутся большому пучению. Электрохимические методы мы также не рассматриваем, потому что прогнозирование с требуемой точностью пока невозможно.

Инъекция жидкостей нецелесообразна, если их распространение в грунте нельзя четко отслеживать из-за образования трещин и прорывов, которые могут еще больше ослабить грунт. Отсечка раствором под давлением

уместна, если применяется суспензия с избыточным давлением для срочного обеспечения противодействия. Чрезвычайно важно понятие зоны прорезания грунта раствором. Избыточное давление выталкивает слабый грунт на периферию, приводя к осадкам и выпучиванию грунта (разд. 6), что практически невозможно контролировать. Например, инъектирование раствора в грунт под давлением вблизи высотного здания, расположенного рядом с котлованом в Тайпее, повлекло за собой увеличение крена, а вовсе не запланированное его выравнивание (Ou et al, 2000).

Относительно густые пасты можно нагнать, не опасаясь их неконтролируемого распространения в грунте. Строго говоря, взаимодействие пасты и окружающего грунта тоже нужно контролировать. Этот процесс описал Куделла (Kudella, 1994) с привлечением модельных тестов и традиционных расчетов устойчивости грунта. Его можно также анализировать с помощью предлагаемого нами метода (см. разд. 4). Если создать условия устойчивости и дренирования, окружающий грунт будет все больше уплотняться извне дополнительным инъектированием. Это сначала приведет к осадкам дневной поверхности и зданий, а затем к выпучиванию грунта как в полевых условиях, так и в предлагаемой нами расчетной модели. Лучших результатов можно достичь, если размещать множество точек инъектирования под чувствительными зданиями, в то же время устраивая инъекционную плиту между этими точками. Последнее может представляться проблематичным в силу перечисленных выше причин, особенно если основание здания сложено слабыми грунтами.

Инъекционные тела, формируемые непосредственно в грунте, привлекательны, по крайней мере, с точки зрения стоимости. Однако забуривание шнеков в грунт с одновременной закачкой раствора может привести к сильному расструктурированию грунта. Подвижки и изменения состояния строения после таких операций едва ли можно контролировать. Добавка сухих материалов принципиально более безопасна, так как не добавляется лишней воды, тем не менее, предсказать дальнейшее поведение конструкций с желаемой точностью невозможно, особенно при

использовании реактивных порошков. Образовавшееся тело может также быть подвержено ползучести.

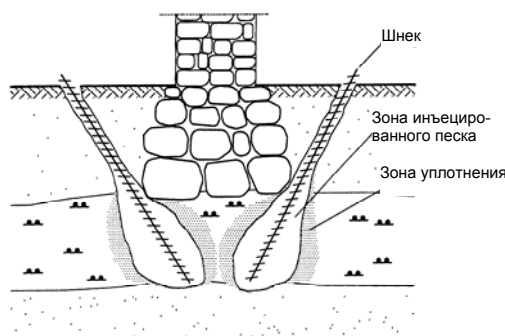


Рис. 5. Установка свай в сухом сыпучем материале в слабых грунтах под фундаментами существующего исторического здания

Нами предложена закачка нейтральных гранулятов в слабые грунты посредством трубчатых инжекторов (рис. 5). Данную операцию можно производить под старыми зданиями так, чтобы их фундамента и окружающие конструкции, часто представляющие исторический интерес, не были непосредственно затронуты инъектируемым материалом. Сначала погружается обсадная труба, затем следует выборка из нее грунта с помощью шнека. Далее гранулированный материал, например песок, помещается в скважину путем обратного вращения шнека с постоянным приложением осевой нагрузки. Чем слабее грунт, тем больше он сдвигается в стороны и уплотняется. Добавляемый материал, который может содержать цемент или известь, также уплотняется и набирает воду.

Этот метод (Maisch, 2000) был первоначально испытан на маломасштабных моделях, и затем в полевых условиях при нагруженных фундаментах. Впервые применен этот метод был под монастырем, пострадавшим от неравномерных осадок, вызванных частично слабыми суглинками. Осадки не проявились ни во время работ, ни после них. Этот метод можно также использовать для компенсации деформаций грунта при проведении других работ. Поскольку граничные условия надлежащим образом определены, прогнозирование с помощью нашего метода представляется возможным.

Подработка грунта должна рассматриваться, поскольку с ее помощью можно "законсервировать" или восстановить изначальное состояние конструкций и их форму. Рыхлые слои грунта и включения нуждаются в защите от воздействия шнека (разд. 6). Отверстия в зонах распространения слабых частиц грунта закрываются, инициируя процесс стабилизирующей ползучести (Zou, 1997). С помощью предложенной нами концепции можно показать, что вызываемая таким образом ползучесть может быть уменьшена посредством внедрения большего числа скважин и медленной выборки грунта.

Компенсацию структурных компонентов следует упомянуть лишь вкратце. Усиление фундаментов с помощью свай и пересадка их на домкраты очень трудны для исполнения, даже если забыть на время о возможных конструктивных осложнениях. Нельзя допустить никаких локальных потерь устойчивости при установке усиливающих элементов; кумулятивные (долговременные) воздействия также требуется удерживать на низком уровне (разд. 6). Пересадка на домкраты связана с осадками и последующим напряжением конструкций здания, которое с трудом можно удержать в рамках допустимых значений деформации.

Для компенсации горизонтальных смещений можно устраивать распорки-анкера. При этом нужно обязательно просчитывать варианты устойчивости всех промежуточных положений, изменения положения и состояния конструкций во время проведения работ, нагружения и долговременного приложения нагрузки. Также необходимо учитывать нелинейную работу структурных компонентов. При производстве прочих геотехнических работ почти всегда можно удержать деформации в допустимых или почти допустимых пределах, используя "щадящие" методы проведения работ, чтобы избежать провоцирования резких и интенсивных изменений в эволюции состояния конструкций.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ВЫВОДЫ

Риск проведения геотехнических работ в слабых грунтах вблизи неустойчивых зданий и сооружений всегда достаточно велик. Что

может предложить механика грунтов в качестве средств снижения этого риска? В самом широком смысле механика грунтов в состоянии дать прогноз развития тех или иных ситуаций. Предлагаемые методы должны выдерживать проверку логикой и соответствовать реальному положению дел (Porper, 1959). Это достаточно сложно, ибо структура грунта всегда характеризуется известной степенью недетерминированной хаотичности.

В нашем подходе эволюция положения и состояния сооружений прогнозируется посредством корректных средних значений. Локальные переменные состояния представляются долями объема и компонентами напряжений в плотном скелете грунта, поровой воде и газе. Эволюция эффективного напряжения с учетом истории деформирования описывается гипопластичностью. Слабые грунты характеризуются низкой прочностью твердых частиц. Она зависит от индекса вязкости, пропорционального абсолютной температуре из-за процесса термической активации. Слабые грунты могут также содержать твердые частицы при высоком коэффициенте пористости. Колебания объема плотных частиц, а также напряжений в пористом грунте выше, чем в сравнительно плотном грунте.

Грунт и сооружения можно моделировать посредством геометрически упрощенного композита. Адекватное упрощение зависит от данных и ожидаемых механизмов, и, следовательно, подлежит периодическому обновлению. Значения коэффициента пористости, степени водонасыщения и давления поровой воды необходимо получать из полевых испытаний. Поле начальных эффективных напряжений можно ввести в расчеты посредством повышения гравитации от значений, близких к нулю, до  $g$ . Предварительные напряжения и их изменения также можно рассчитывать и генерировать для начальных состояний.

Состояние системы на любой момент времени можно считать начальным. Полезно сначала просчитывать эволюцию без изменения граничных условий, т.е. исключительно посредством термической активации. Систему можно назвать *стабильной*, если доля скорости спонтанно понижается, *разрушаемой* - в противоположном случае, и *индифферентной*,

если состояние системы находится посередине между первыми двумя. Это необходимо анализировать сначала без учета геотехнических работ, для того чтобы понять масштаб их применения.

Менее надежные оценки могут быть получены для эволюции положения и состояния вследствие неизбежных (и желательных, незначительных) колебаний. Рыхлые пылеватые зернистые области грунта легко воспринимают кумулятивные изменения, которые могут повлиять на систему в целом. Рекомендуется работать с условным (завышенным) индексом вязкости. Этот подход является эвристическим и требует эмпирических поправок. Устойчивость и деформации можно оценить исходя из термической активации.

Геотехнические работы, которые необходимо принимать во внимание при надстройках, новом строительстве, стабилизации и компенсации, подразумевают изменение границ и граничных условий. При экскавации слабых грунтов вблизи зданий могут потребоваться немедленные защитные меры. Устойчивость, как она была определена выше, нужно обеспечивать каждый раз, когда проводятся работы. Нужно очень тщательно учитывать включения в грунте, а также взаимодействие с жидкими и твердыми телами.

Инъекции жидких компонентов и сильные динамические воздействия недопустимы при наличии пылеватых рыхлых грунтов, так как они отличаются низкой устойчивостью. Вибрационные пороги неупругих деформаций очень низки. С высокой частотой можно осуществлять вибропогружение только тонкостенных труб, соблюдая осторожность из-за возможных препятствий в грунте. Статическое вдавливание жестких элементов, в том числе и с кручением, может привести к значительным изменениям на большие расстояния. Поскольку методов надежного прогнозирования пока не существует, всегда необходим строгий мониторинг.

В условиях обеспеченной устойчивости сооружения изменение положения и состояния в отдаленных зонах из-за обратной засыпки или водопонижения можно отслеживать по нашей модели. Деформации можно удерживать на низком уровне, избегая обратимости

состояния зданий и грунта. Эта "щадящая" стратегия также может быть рекомендована для компенсационных мер. Таким образом можно избежать последующих деформаций ползучести. Это относится к таким задачам, как подработка грунта, инъецирование, глубокое перемешивание, внедрение в слои сыпучего материала, усиление фундаментов, пересадка на домкраты, добавление анкеров или распорок, и всего бесконечного разнообразия методов, постоянно изобретаемых геотехниками.

В заключение хотелось бы привести несколько соображений по управлению геотехническими рисками. После проведения первых изыскательских работ непосредственно перед началом работ нулевого цикла нужно спрогнозировать развитие сценариев возможного разрушения и аварийных ситуаций, а также меры по спасению, на основе предварительного геотехнического отчета (Essex, 1997). Физически выверенные и надежные методы прогнозирования совершенно необходимы, но недостаточны: часто не хватает данных по грунту, всегда в известной мере обладающему свойством беспорядочности; накопление и обработка данных подвержены ограничениям экономического характера; упрощение и эвристические упрощающие поправки совершенно неизбежны. Все это не может быть оправданием применения не выверенных методов или попыток прогнозировать непрогнозируемые вещи.

Контракты с твердо фиксированной ценой являются абсурдными, при этом обычный метод наблюдений может также быть недостаточным. Прогнозирование в вышеобозначенном смысле призвано прежде всего предсказать возможность осуществления проекта вообще. Может оказаться, что определенные запланированные работы приведут к потере устойчивости, или, что допуски по деформациям нельзя соблюсти при проведении ни одного вида предложенных работ. Предлагаемая "щадящая" стратегия требует мониторинга, постоянно обновляемой прогнозной базы данных, а также честной работы компетентных подрядчиков. Это верно для всей геотехники, но в особенности для аспектов, упомянутых в настоящем докладе.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Cudmani, R.* (1996). Anwendung der Hypoplastizität zur Interpretation von Drucksondierwiderständen in nichtbindigen Böden. *GEOTECHNIK*, Vol. 19, No. 4, pp. 266–273.
2. *Cudmani, R. & Osinev, V.* (2001). The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and pressuremeter tests. *Canad. Geotechn. J.*, Vol. 38, pp. 622–638.
3. *Cudmani, R.* (1999). Zyklische Torsion eines Rohrs in Sand. *GEOTECHNIK*, No. 4, pp. 244–250.
4. *Cudmani, R., Huber, G., & Gudehus, G.* (2002). A mechanical Model for the Investigation of the Vibro-Drivability of Piles in Cohesionless Soils. *Int. Conf. Vibrat.-Driving and Deep Soil Comp.*, Trans Vib 2002, Lourain.
5. *Essex, R.J.* (1997). Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction. *New York, ASCE.*
6. *Feynman, K.F.* (1963): The Feynman Lectures On Physics. Ed.: R. B. Leighton and M. Sands. *Addison-Wesley, Reading/Mass. and London.*
7. *Gudehus, G.* (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 1, pp. 1–12.
8. *Gudehus, G. & Nübel, K.* (2002). Evolution of Shear Bands in Sand. Submitted to *Géotechnique*.
9. *Gudehus, G.* (2002). Constitutive laws for soils from a physical viewpoint. In *Geotech. Eng. Handbook*. Vol. 1. Ed. U. Smolczyk, Berlin, Ernst & Sohn, pp. 207–257.
10. *Gudehus, G.* (2003) A visco-hypoplastic constitutive relation for soft soil. Submitted to *Soils and Foundations*.
11. *Gudehus, G., Cudmani, R., Libreros, A. and Bühler, M.* (2003) In plain and anti-plain strong shaking of soils including slopes and structures. Submitted to *Soil Dyn. And Earthquake Engeneering*.
12. *Herle, I. & Gudehus, G.* (1999). Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*. Vol. 4, pp. 461–486.
13. *Hvorslev, M.J.* (1937). Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. *Ingeniorv. Skrifter*, A Nr. 45, Danmarks Naturv. Samfund, Copenhagen.
14. *Jovanovic, M.* (2002). Historische Gründungen – Tragverhalten in weichem Baugrund. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 153.
15. *Karcher, C.* (2003). Tagebaubedingte Deformationen in Lockergestein. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 160.
16. *Kort, D.A.* (2000). Test Results of the Rotterdam Sheat Pile Wall Field Test. *Draft Report. TU Delft, STW and CUR.*
17. *Krieg, S.* (2000). Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 150.
18. *Kudella, P.* (1994). Mechanismen der Bodenverdrängung beim Einpressen von Fluiden zur Baugrundverbesserung. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 132.
19. *Leinenkugel, H.J.* (1976). Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 66.
20. *Maisch, K.* (2000). Bodenstabilisierung durch Einpressen von Trockengranulaten. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 149.
21. *Mayer, P.-M.* (2001). Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub. *Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 151.
22. *Niemunis, A.* (1996). A visco-plastic model for clay and its FE-implementation. In Dembicki et al.(Ed.) *Resultats Recents en Méchanique des Sols et des Roches*. Politechn. Gdanska, XI Colloque Franco-Polonais, pp. 151–162.
23. *Niemunis, A. & Herle, I.* (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*. Vol. 2, pp. 279–299.
24. *Ou, C.-Y., Liao, J.-T. & Cheng, W.-L.* (2000). Building response and ground movements induced by deep excavation. *Geotechnique*, Vol. 50, No. 2, pp. 209–220.
25. *Persson, B.N.J.* (2000). Theory of time-dependent plastic deformation in disordered solids. *Phys. Rev. B*, 61.9, 1 March, pp. 5949–5966.
26. *Popper, K.R.* (1959). The Logic of Scientific Discovery. *London, Hutchinson.*
27. *Schofield, A.* (2002). Re-appraisal of Terzaghi's Soil Mechanics. *Proc. XVth ICSMGE*, Vol. 4, pp. 2473–2482.
28. *Schofield, A. & Wroth, P.* (1968). Critical State Soil Mechanics. *London, McGraw Hill.*
29. *Zou, Y.* (1996). A non-linear permeability relation depending on the activation energy of pore liquid. *Géotechnique*. Vol. 46, No. 4, pp. 769–774.
30. *Zou, Y.* (1996). Ein neues Verfahren zum Aufrichten geneigter Gebäude. *Bautechnik* 73, No. 7, pp. 437–442.