

На раму с прямоугольным сечением элементов (Р18-6) расходуется на 0,06 м³ бетона больше, чем на раму с тавровым сечением (Р18.0-2); однако первая менее металлоемка на 62,1 кгс; экономия металла достигается за счет уменьшения количества конструктивной арматуры.

Расход металла на оснастку и опалубку рамы Р18-6 на 30% меньше, чем рамы Р18.0-2.

На основании вышеизложенного для массового применения следует рекомендовать железобетонные трехшарнирные рамы с прямоугольным сечением элементов.

УДК 624.131.376.5

В. Г. ФЕДОРОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ *

Расчет оснований сельскохозяйственных зданий и сооружений ведется по двум предельным состояниям. Оценка устойчивости и прочности грунта производится на основании рассмотрения напряженного состояния предельного равновесия и теории прочности Мора.

Прочность характеризует способность грунта сопротивляться разрушению или неограниченным деформациям. Выдвинутые до последнего времени гипотезы прочности позволяют сформулировать условие прочности в функции от параметров только напряженного состояния

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, m_i) = 0, \quad (1)$$

где m_i — некоторые константы материала.

Основная задача экспериментальных исследований, результаты которых изложены в статье, заключалась в изучении влияния траектории нагружения на закономерности прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния трехосного сжатия.

При изучении предельного состояния экспериментально обследованы три начальных состояния супеси, определяемых плотностью, влажностью и удельной работой, затрачиваемой на уплотнение, и два начальных состояния по плотности неоднородного песка [2, 3].

Опыты выполнены в стабилometре (цилиндрический образец $d=60$ мм и $h=127$ мм), когда $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ при значении параметра Лоде $\mu_\sigma = -1$, и на стенде № 1 с независимым управлением тремя главными напряжениями (полый цилиндрический образец $d_{\text{н}} = 60$ мм, $d_{\text{в}} = 35$ мм и $h = 80$ мм) [3].

* Статья составлена по результатам исследований, выполненных автором в лаборатории строительных свойств грунтов кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ им. В. В. Куйбышева.

Из множества возможных траекторий нагружения, развивающихся в период строительства и эксплуатации сельскохозяйственных зданий, исследованы менее сложные. На первом этапе изученных траекторий развития напряженного состояния образец подвергался изотропному обжатию, возрастающему до величины $\sigma_{п.д}$. Затем при достигнутом уровне начального обжатия выполнялось девиаторное нагружение при постоянном значении в каждом опыте параметров траекторий $K_{\sigma} = \frac{\sigma_{п.д}}{\sigma_i}$ и μ_{σ} . Указанные параметры харак-

теризуют девиаторную часть траектории. Девиатор изменялся путем увеличения наибольшего главного напряжения σ_1 при соответствующем уменьшении бокового обжатия $\sigma_2 = \sigma_3$ во всей допредельной области вплоть до разрушения. Критерием разрушения при ступенчатом нагружении являлось развитие вертикальной деформации с прогрессирующими скоростями. Ступени нагружения при приближении к предельному квазиравновесному состоянию уменьшались до незначительных величин порядка 0,01 МПа. Затем для условно определенного предельного состояния прекращалось дальнейшее увеличение интенсивности напряжений σ_i и проводились наблюдения за развитием во времени объемной деформации Θ и формоизменения e_i в процессе течения грунта при постоянных значениях напряжений.

Исследованию дилатансии уделялось особое внимание как основному фактору, определяющему совместное влияние инвариантов тензора напряжений σ и σ_i на формоизменение и объемную деформацию [1].

Анализ результатов опытов показал, что связь между предельными значениями $\sigma_i^{п.д}$ и $\sigma^{п.д}$ для одинаковых траекторий по K_{σ} при различных значениях $\sigma_{п.д}$ является линейной

$$\sigma_i^{п.д} = n\sigma^{п.д} + b. \quad (2)$$

Параметры этой зависимости n и b являются функциями траекторий. Степень активности процессов дилатансии в предельном состоянии определяется начальным состоянием грунта и траекторией нагружения. Соответственно в уравнении (2) меняется главным образом параметр n , возрастая с увеличением процессов разрыхления, происходящих не только в предельном состоянии, но и в допредельной области.

Рис. 1 характеризует пространственные изменения предельных значений интенсивности напряжений ($\sigma_i^{п.д}$). Продольные сечения, полученные при значениях μ_{σ} , равных -1 ; 0 ; $+1$, совмещены в плоскости чертежа рис. 1, а. На рис. 1, б дано условное изображение предельной поверхности, полученное при различных значениях μ_{σ} , но постоянных в каждом опыте.

Данные графики показывают, что при разрушении образцов грунта на траекториях с $\mu_{\sigma} = -1$ развивались значительные объемные деформации дилатантного разрыхления. Для траекторий при $\mu_{\sigma} = +1$ разрушение сопровождалось очень небольшой интенсивностью разрыхления без нарушения «сплошности» среды. На всех

обследованных траекториях нагружения, характеризуемых параметрами $\sigma_{нд}$ и K_σ , вид напряженного состояния оказывал значительное влияние на состояние предельного равновесия. Отметим, что экспериментальные точки в обследованных траекториях с $\mu_\sigma = \text{const}$ в каждом опыте дали наибольшие значения $\sigma_i^{\text{пр}}$ для траекторий с $\mu_\sigma = -1$ и наименьшие — при $\mu_\sigma = +1$. Все иные траектории нагружения, определяемые различным возможным законом изменения промежуточного главного напряжения σ_2 , будут иметь $\sigma_i^{\text{пр}}$ между указанными пределами. Следовательно, результаты обследования влияния вида напряженного состояния μ_σ , представленные на рис. 1, а и б, существенно расширяют обобщения условий предельного равновесия на общий случай пространственного напряженного состояния, когда траектории нагружения развиваются не только в одной плоскости при $\mu_\sigma = -1$, характерной для практики лабораторного эксперимента, но и в плоскостях, определяемых иными значениями μ_σ в диапазоне от -1 до $+1$.

Приведенные выводы о влиянии вида напряженного состояния μ_σ для супеси также подтверждаются исследованиями, выполненными с чарвакским суглинком.

Таким образом, результаты исследования показали, что на прочностные свойства грунтов влияют не только сами тензоры напряжений (T_σ) и деформаций (T_ϵ), но и путь нагружения. Все это заставляет искать новые условия прочности, которые бы учитывали эти особенности работы грунта.

Криволинейная связь между напряжениями и деформациями говорит о том, что характеризовать прочность только тензором на-

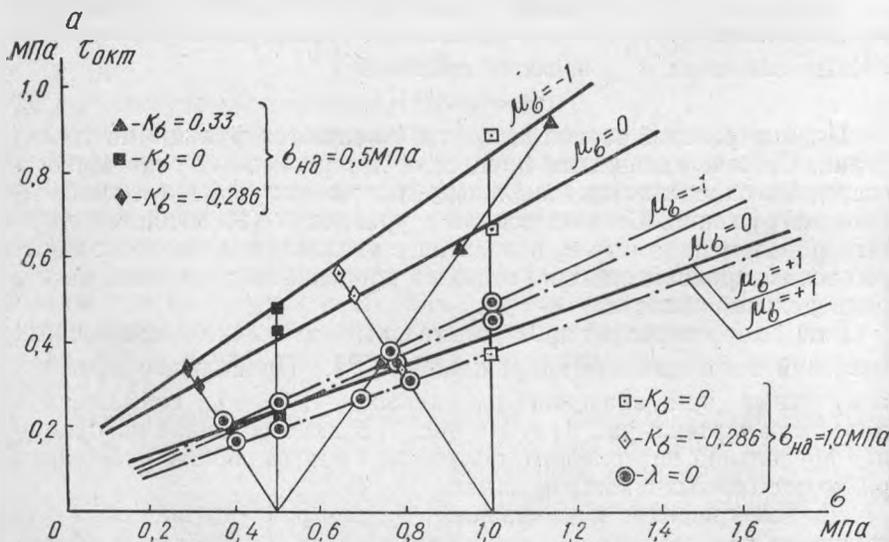
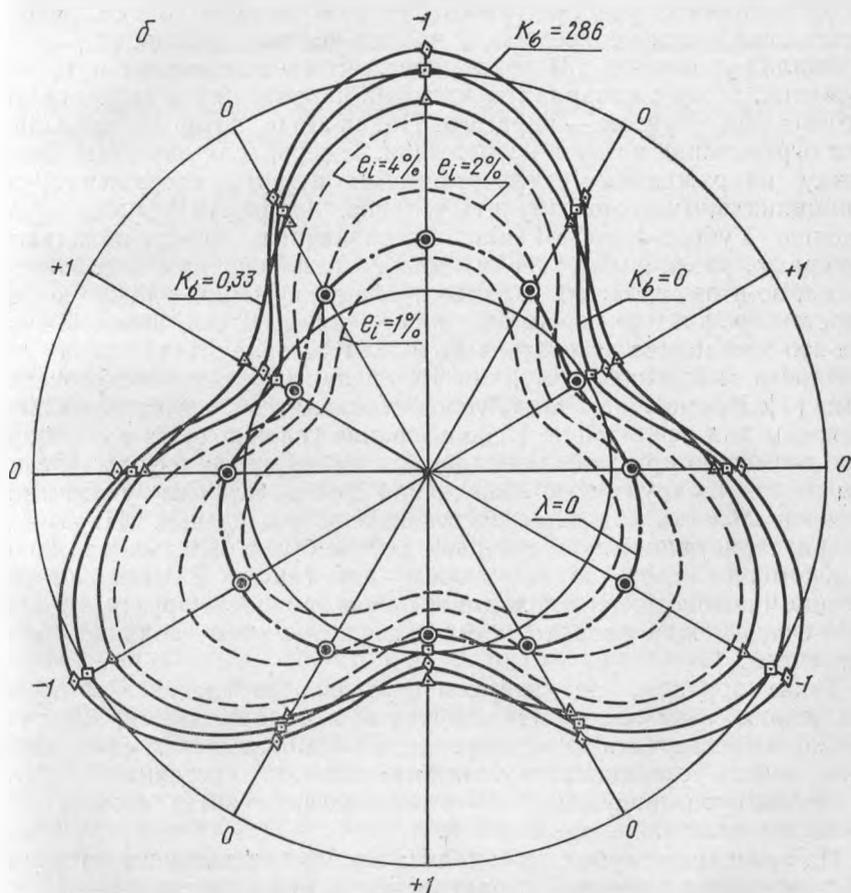


Рис. 1. Зависимость $\tau_{\text{окт}} = \tau_{\text{окт}}(\sigma_{\text{окт}})$ (а) и проекция характерных линий напря- (б). Сплошные линии соответствуют состоянию предельного равновесия для

пряжений становится весьма затруднительно. Кроме того, сугубо пластические свойства грунта (пластические деформации в грунте наблюдаются при любых напряжениях) заставляют считать, что условие прочности обязано учитывать путь нагружения. Эти косвенные данные позволяют сделать вывод, что энергетический подход к прочности грунта может дать ответ на поставленные вопросы.

Среди инкрементальных теорий, или теорий в приращениях, значительный интерес представляет модель грунта, базирующаяся на энергетическом подходе к условию прочности [4]. Как известно, в процессе сдвига в грунте происходит как формоизменение (e_i), так и объемные деформации (Θ). Поэтому энергетическое условие прочности грунта, предложенное Л. Н. Рассказовым, можно записать



женно-деформированного состояния на девiatorную плоскость при $\sigma_{н.д} = 1,0$ МПа:

$$K_{\sigma} = \frac{\sigma_{л}}{\sigma_i} = 0,33; 0; -0,286; \text{ пунктирные — для } l_i = \text{const.}$$

$$U_0 + \int \sigma(t) d\Theta(t) = \int \sigma_{ij}(t) d\varepsilon_{ij}(t), \quad (3)$$

где U_0 — энергия связности, аналогичная сцеплению. Величина U_0 для песчаных и глинистых грунтов находится обычно в интервале от 0 до 1,2 кгс/см², если вся энергия относится к объему грунта.

Это условие прочности можно сформулировать следующим образом: предельная энергия формоизменения равна энергии объемной деформации и энергии предварительного упрочнения, которое характеризует начальное состояние грунта.

Следует отметить, что рассматриваемое условие предельного равновесия хорошо согласуется с представлениями о прочности Максвелла. Поскольку связи между напряжениями и деформациями на различных участках работы грунта разные, то путь нагружения становится неотъемлемой частью условия прочности.

Анализ уравнения (3) показывает, что в него входят путь нагружения, первые инварианты тензоров напряжений и деформаций и косвенным образом — параметр Надаи-Лоде, который накладывает ограничения на путь нагружения. Теперь, если известны связи между напряжениями и деформациями и путь нагружения, то принципиально можно получить условие прочности, аналогичное условию Губера-Мизеса-Генки, но различные грунты обладают, во-первых, различными связями между напряжениями и деформациями, во-вторых, задать заранее путь нагружения, даже когда известен график производства работ, практически невозможно. Все это заставляет отказаться от мысли устанавливать параметр прочности аналогично тому, как это сделано другими исследователями [1]. Кроме этого, такое условие оказалось бы исключительно сложным для реализации. Использование условия (3) в его общем виде возможно при решении задач о напряженно-деформированном состоянии грунтового сооружения с обязательным учетом последовательности или даже постепенности возведения. Параметр t , характеризующий путь, в первом случае будет являться порядковым номером слоя, а во втором — временем. В этом случае условие прочности дает нам длительную прочность грунта, но при этом связь между напряжениями и деформациями должна быть временной.

Таким образом, анализируемое условие прочности требует от нас знания связи между напряжениями и деформациями, которую необходимо получить из эксперимента. Наличие такой связи дает возможность устанавливать точку предельного состояния грунта на любом пути нагружения с учетом всех его свойств, возможного вращения поля напряжения и т. д.

На основании глубокого анализа экспериментального материала произведена проверка справедливости энергетического условия прочности (3).

Изменение энергии на объемные деформации и формоизменение в процессе нагружения показано на рис. 2. По оси абсцисс от-

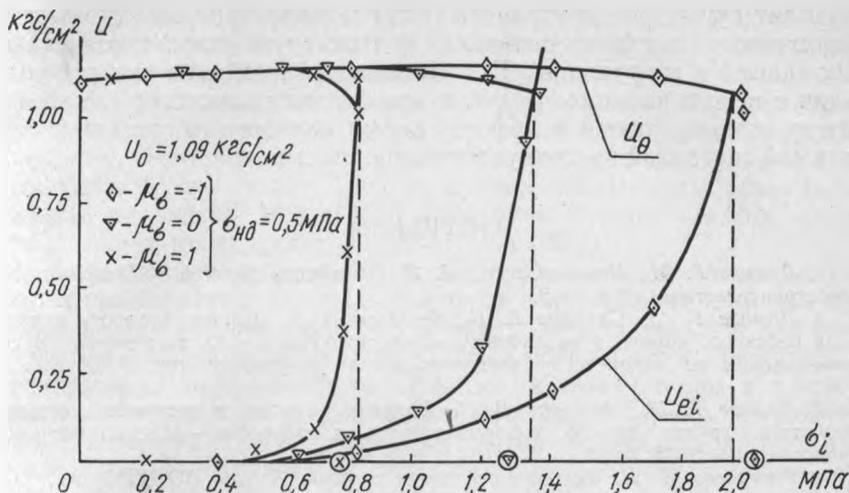


Рис. 2. Изменение энергии на объемные деформации U_θ и формоизменения U_{ei} для супеси ($W=0,095$, $\gamma_{ск}=2,14 \text{ г/см}^3$) при $K_\sigma=0,33$ и $\sigma_{нд}=0,5 \text{ МПа}$.

⊗ ⊙ ⊖ — экспериментальные точки разрушения образца.

ложен второй инвариант девиатора напряжений, а по оси ординат — энергия, причем верхняя кривая характеризует энергию объемной деформации, а нижняя — энергию формоизменения при действии девиатора напряжений. Точка пересечения данных кривых изменения энергии характеризует прочность грунта. Подсчет энергии проводился методом численного интегрирования по ступеням нагружения.

Анализируя рассматриваемый график, следует отметить, что роль инвариантов напряженного состояния σ и σ_i значительно образом меняется в процессе деформирования допредельной области. Вначале нагружения девиатор напряжений накапливает энергию «прочности», а затем быстро накапливает энергию формообразования, т. е. энергию «разрушения». На участке, близком к предельному состоянию, вследствие наличия процессов разрыхления среднее напряжение σ вместе с девиатором уменьшает ранее накопленную энергию «прочности».

Полученные результаты проверки справедливости применения рассмотренного энергетического условия прочности дают возможность полагать, что это условие прочности выполняется для большого класса грунтов на положительных траекториях нагружения с $K_\sigma \geq 0$ при пластическом разрушении с сохранением сплошности среды без образования плоскостей скола.

Отклонение теории от эксперимента составило 5—8%.

Применение энергетического условия прочности (3), учитывающего траекторию нагружения и реальные свойства песчаных и глинистых грунтов во всем диапазоне действующих нагрузок,

позволит существенно уточнить определение напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений. Его реализация возможна при решении задач с использованием ЭВМ и при наличии достоверной связи между напряжениями и деформациями, которые становятся необходимой составной частью условия прочности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ломизе Г. М., Крыжановский А. Л. Прочность грунтов.— «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.
2. Ломизе Г. М., Суханов Е. И., Федоров В. Г. Деформируемость и прочность песчаного грунта в различных траекториях и режимах нагружения. В сб.: Исследования по механике грунтов, основаниям и фундаментам. КГУ, Элиста, 1974.
3. Ломизе Г. М., Федоров В. Г. Влияние начального состояния скелетно-глинистого грунта на его деформируемость и прочность.— «Гидротехническое строительство», 1975, № 12.
4. Рассказов Л. Н. Условие прочности грунтов. Труды ВОДГЕО, М., 1974, № 44.

УДК 624.131.522.3:624.131.212.001.5

М. С. ГРИЦУК, С. С. ДАРКОВИЧ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ БЛОКОВ С ПЛОСКОЙ И ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОДОШВОЙ НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

Широкая программа сельскохозяйственного строительства в нашей стране ставит большие задачи в выполнении экономической эффективности затрат на возведение фундаментов для сельскохозяйственных зданий и сооружений. Значительный резерв снижения стоимости фундаментов при одновременном повышении их надежности заключен в разработке новых конструктивных решений, позволяющих получить рациональное распределение контактных давлений. В работах И. Я. Штаермана [3], Н. М. Бородачева [1] и некоторых других авторов предложено скругление подошвы фундамента с целью ликвидации пластических зон в грунте. Однако в этих работах не приводятся практические рекомендации по их применению, а также отсутствуют экспериментальные исследования. В работе А. Н. Тетиора и С. П. Жукова [2] для более рационального распределения контактных давлений под фундаментом предложено использовать раскрытие трещин в его опасных сечениях, что уменьшает прочность фундамента, а также требует специальной защиты арматуры от коррозии.

Более выгодно производить перераспределение контактных давлений путем изменения формы подошвы фундамента. В настоящее время в Брестском инженерно-строительном институте осуще-