

Оценка устойчивости грунтовых массивов

Д.т.н., профессор В.Н. Бухарцев;
аспирант Нгуен Тхай Хоанг,*

ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: устойчивость грунтовых массивов; критерий Кулона; условия равновесия; граничные условия; поверхность обрушения; закон распределения нормальных напряжений; вариационная задача

На сегодня задача о напряженно-деформированном состоянии грунтовых массивов решена достаточно полно: с учетом нелинейности деформирования грунта, изменения нагрузок во времени и т.д. В то же время решение первостепенной задачи – оценки устойчивости грунтовых массивов – до сих пор выполняется примитивными методами, в которых даже интегрально не соблюдаются условия равновесия, а граничные условия по напряжениям и углам наклона площадок сдвигов игнорируются. Подробный анализ некоторых распространенных методов изложен в работах [1–6]. Отметим, что ранее предпринимались попытки устранить недостатки методов оценки устойчивости [7–9].

Несмотря на очевидные несовершенства этих методов, они остаются популярными среди инженерного корпуса. Это объясняется относительной их простотой и скрытыми запасами устойчивости, обусловленными несовершенством расчетных предпосылок этих методов.

Значение коэффициента запаса устойчивости в этих методах определяется из условия равновесия тела обрушения в целом. В зависимости от используемого условия равновесия различают методы моментов, в которых коэффициент запаса устойчивости определяется из уравнения равновесия моментов, и методы сил, использующие уравнения равновесия проекций сил на какое-либо направление.

В условиях плоской деформации методы моментов оперируют круглоцилиндрическими поверхностями, позволяющими наиболее просто аппроксимировать неизвестную форму поверхности обрушения. В методах сил, как правило, задаются поверхностями обрушения произвольной формы.

Современные вычислительные средства позволяют решать задачу об устойчивости грунтовых массивов более строго за счет усовершенствования расчетных моделей. В [8] изложен метод, в котором для условий плоской деформации эта задача решается достаточно строго с соблюдением условий равновесия и учетом граничных условий, а наиболее опасная поверхность сдвигов определяется в результате решения вариационной задачи.

Предложенный метод использует ту же широко распространенную модель предельного равновесия грунтового массива, которая предполагает достижение предельных значений касательного напряжения по критерию Кулона только на поверхности сдвигов, отделяющей тело обрушения от остальной части грунтового массива.

Грунтовый массив для расчета приводится в предельное состояние путем изменения параметров прочности слагающих его грунтов. В расчет вводятся критические значения касательного напряжения, соответствующие предельному равновесию,

$$\tau_k = f_k \sigma + c_k, \quad (1)$$

где σ – нормальное напряжение на какой-либо площадке гипотетической поверхности сдвигов; $f_k = \tan \varphi_k$ и c_k – критические значения параметров прочности грунта.

Поскольку по теории прочности Кулона-Мора граничные условия и по напряжениям, и по углам наклона площадок сдвигов на поверхности обрушения зависят от критических значений параметров прочности грунта, задача решается итерационно с уточнением этих значений на каждом шаге.

Для конкретизации изложения рассмотрим однородный откос выемки. Уравнения равновесия вертикального элемента тела обрушения шириной dx в системе координат, представленной на рис. 1, имеют вид:

$$\sum X = 0: \quad dE = (q_x + z'\sigma - \tau_k)dx, \quad (2)$$

$$\sum Z = 0: \quad dT = (q_z - \sigma - z'\tau_k)dx, \quad (3)$$

$$\sum M = 0: \quad dM = (m + z'E - T)dx, \quad (4)$$

где $q_x dx$, $q_z dx$ – компоненты равнодействующей поверхностной и объемной нагрузок; $m = q_x b$ – момент горизонтальной нагрузки интенсивностью q_x относительно середины подошвы элемента; E , T – компоненты сил взаимодействия между элементами; $M = Ea$ – момент силы E относительно подошвы элемента; τ_k, σ – компоненты напряжения на поверхности обрушения, соответствующие предельному состоянию; $z = z(x)$ – непрерывная и непрерывно дифференцируемая функция, описывающая профиль поверхности обрушения; z' – производная от $z(x)$ по x на интервале $[x_0; x_n]$.

Компоненты сил взаимодействия между элементами E, T являются равнодействующими соответственно нормальных σ_x и касательных τ_{xz} напряжений, действующих на вертикальных гранях элемента:

$$E = \int_{z(x)}^{p(x)} \sigma_x dx, \quad T = \int_{z(x)}^{p(x)} \tau_{xz} dx, \quad (5)$$

где $p(x)$ – функция, описывающая профиль поверхности грунтового массива.

После интегрирования уравнений (2),(3),(4) в пределах от x_0 до x_n получается система уравнений равновесия для всего тела обрушения, ограниченного снизу произвольной поверхностью сдвигов. Эту систему уравнений удобно записать в виде:

$$F_1 - F_2 = 0, \quad (6)$$

$$F_3 - F_4 = 0, \quad (7)$$

$$F_5 - F_6 = 0, \quad (8)$$

$$\text{где } F_1 = \int_0^1 \tau_k dX; \quad F_2 = Q_x + \int_0^1 Z'\sigma dX; \quad F_3 = \int_0^1 \tau_k Z' dX; \quad F_4 = Q_z - \int_0^1 \sigma dX;$$

$$F_5 = \int_0^1 \tau_k (XZ' - Z) dX; \quad F_6 = \tilde{M} - \int_0^1 \sigma (ZZ' + X) dX;$$

$$Q_x = \int_0^1 \left(q_x - \frac{E_n - E_0}{x_n - x_0} \right) dX; \quad Q_z = \int_0^1 \left(q_z - \frac{T_n - T_0}{x_n - x_0} \right) dX;$$

$$\tilde{M} = Z_n E_n - T_n - \frac{M_n - M_0}{x_n - x_0} + \int_0^1 \left(\frac{m}{x_n - x_0} - Zq_x + Xq_z \right) dX;$$

$$X = \frac{x - x_0}{x_n - x_0}, \quad Z = \frac{z - z_0}{x_n - x_0} \text{ – нормированные безразмерные координаты;}$$

$$x \in [x_0; x_n], \quad z \in [z_0; z_n], \quad X \in [0; 1], \quad Z \in [0; Z_n].$$

Для раскрытия статической неопределенности задачи вводят какое-либо дополнительное условие, характеризующее либо распределение нормальных напряжений на поверхности сдвигов [9–12], либо компонент сил взаимодействия между элементами E, T [13–18].

В методе [8] распределение нормальных напряжений на поверхности сдвигов представлено зависимостью:

$$\sigma = A_0 + A_1 X + A_2 X^2 + A_3 X^3, \quad (9)$$

в [17] аналогичной зависимостью представлено соотношение

$$\frac{dT}{dE} = \operatorname{tg} \beta = A_0 + A_1 X + A_2 X^2 + A_3 X^3, \quad (10)$$

где A_0, A_1, A_2, A_3 – числовые коэффициенты.

Бухарцев В.Н., Нгуен Тхай Хоанг. Оценка устойчивости грунтовых массивов

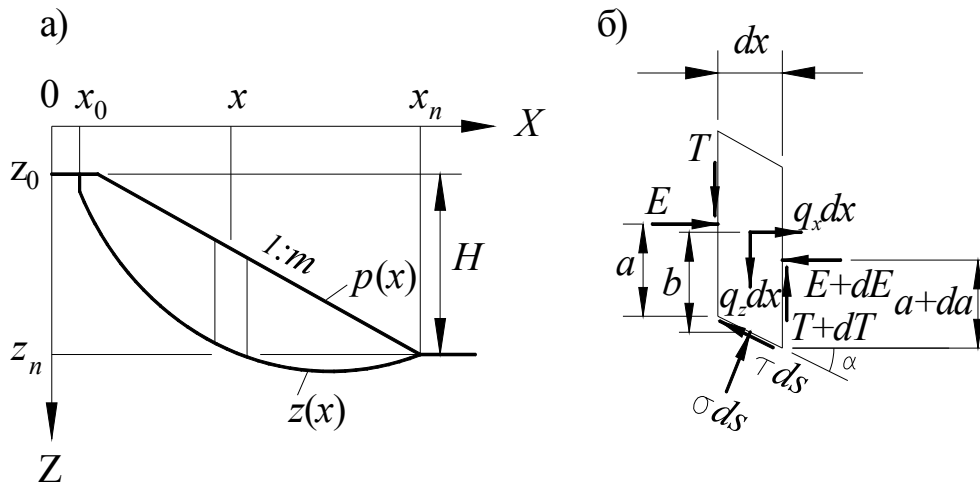


Рисунок 1. Расчетная схема: а – профиль откоса и поверхности сдвигов; б – силы, действующие на выделенный элемент

При использовании дополнительного условия (10) распределение нормальных напряжений на поверхности сдвигов определяется зависимостью:

$$\sigma = \frac{q_z - z'c_k - (q_x - c_k)tg\beta}{1 + f_k z' + (z' - f_k)tg\beta} \tag{11}$$

Два коэффициента, входящие в зависимости (9) и (10), выражаются из граничных условий через напряжения в крайних точках профиля поверхности сдвигов, которые зависят от поверхностной нагрузки и наклона площадок сдвигов в крайних точках профиля поверхности обрушения. Например, для схемы, изображенной на рис.1, напряжения в крайних точках профиля поверхности обрушения, силы взаимодействия и их моменты определяются выражениями:

$$\sigma_0 = \gamma_{sp} h_0 (1 - \sin \varphi) - c \cos \varphi, \quad \sigma_n = c \cos \varphi, \quad E_0 = E_n = T_0 = T_n = 0, \quad M_0 = M_n = 0,$$

где γ_{sp} – удельный (объемный) вес грунта; h_0 – глубина трещины, с которой, как правило, начинается поверхность обрушения (для простоты трещина принимается вертикальной); $\varphi = \arctg f$ – угол внутреннего трения грунта.

Два оставшихся коэффициента в выражениях (9) или (10) определяются из уравнений равновесия (6) и (7).

Неиспользованное пока третье уравнение предельного равновесия (8) служит для определения численного значения меры запаса устойчивости. Это может быть либо общий коэффициент запаса, либо критическое значение одного из параметров прочности f_k или c_k при задаваемом значении другого параметра. Последний прием позволяет построить график, определяющий критические значения параметров во всей области их определения.

Предложенный метод использован для исследования влияния на оценку устойчивости откоса, представленного на рис. 1, граничных условий, формы поверхности обрушения, функции распределения нормальных напряжений по поверхности обрушения при $\gamma_{sp} = 18 \text{ kH/m}^3$, $H = 10 \text{ м}$ и $m = 2$.

На рис. 2 представлены графики, иллюстрирующие влияние формы поверхности обрушения на критические значения параметров прочности грунта. Рассмотрены три функции, описывающие профиль поверхности сдвигов:

- окружность

$$z = z_c + \sqrt{r^2 - (x - x_c)^2}, \tag{12}$$

где x_c, z_c, r – координаты центра и радиус окружности;

- парабола

$$Z = z'_0 X - \frac{z'_0 - z'_n}{2} X^2; \tag{13}$$

- полином третьей степени

$$Z = z'_0 X + (3Z_n - 2z'_0 - z'_n)X^2 + (z'_0 + z'_n - 2Z_n)X^3. \quad (14)$$

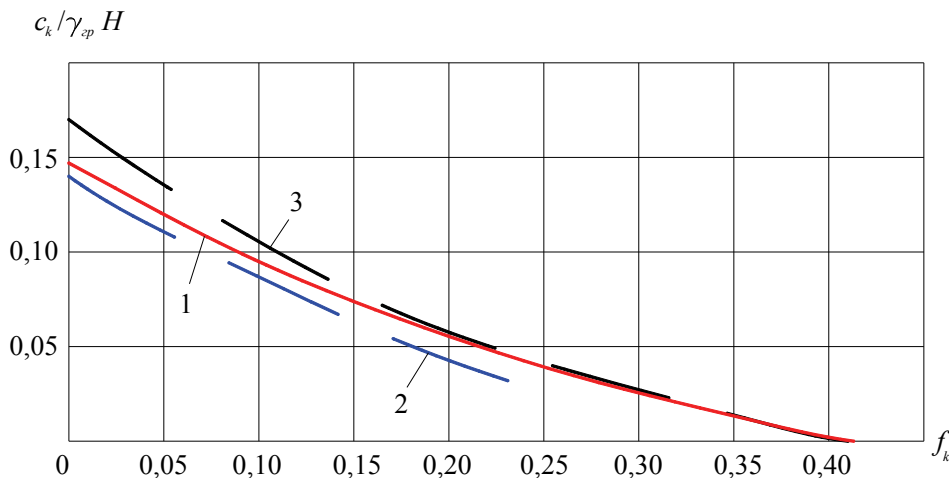


Рисунок 2. Графики критических значений параметров прочности грунта для профиля поверхности обрушения:

1 – по выражению (12); 2 – по выражению (13); 3 – по выражению (14)

Представленные на рис. 2 графики показывают, что окружность – наиболее опасная форма профиля поверхности обрушения только для несвязных грунтов (для рассматриваемого примера при $f_k > 0,364$). Для связных грунтов (в остальной области определения значений f_k) наиболее опасная форма профиля поверхности обрушения определяется выражением (14). Парабола – наименее опасная форма профиля поверхности обрушения из трех рассмотренных. Более того, она возможна не для всего диапазона значений f_k .

Результаты сопоставительных расчетов для приведенного примера показывают, что из семейства поверхностей, выклинивающих на откос, минимальному запасу устойчивости соответствуют поверхности, выклинивающиеся у подошвы откоса.

Графики, изображенные на рис. 3, иллюстрируют влияние на критические значения f_k и c_k распределения нормальных напряжений, действующих на поверхности сдвигов. Графики построены для двух функций распределения, определяемых выражениями (9) и (11), и для двух форм профиля поверхности обрушения: окружности (12) и полинома третьей степени (14).

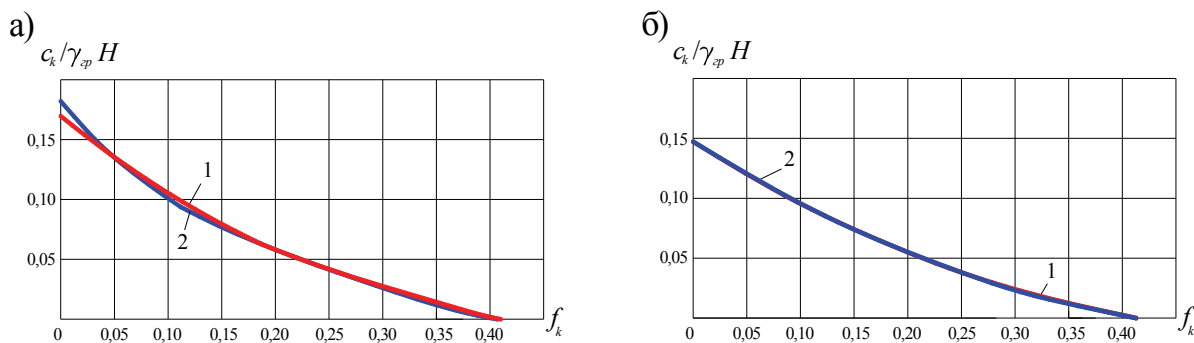


Рисунок 3. Графики зависимости критических значений параметров прочности грунтов:
а – для профиля поверхности сдвигов, описанного полиномом; б – для профиля, описанного окружностью; 1 – функция распределения нормальных напряжений описана выражением (9); 2 – функция распределения описана выражением (11)

Для тех же форм поверхности сдвигов на рис. 4 изображены графики функций распределения нормальных напряжений по зависимостям (9) и (11). Там же изображены профили наиболее опасных поверхностей обрушения.

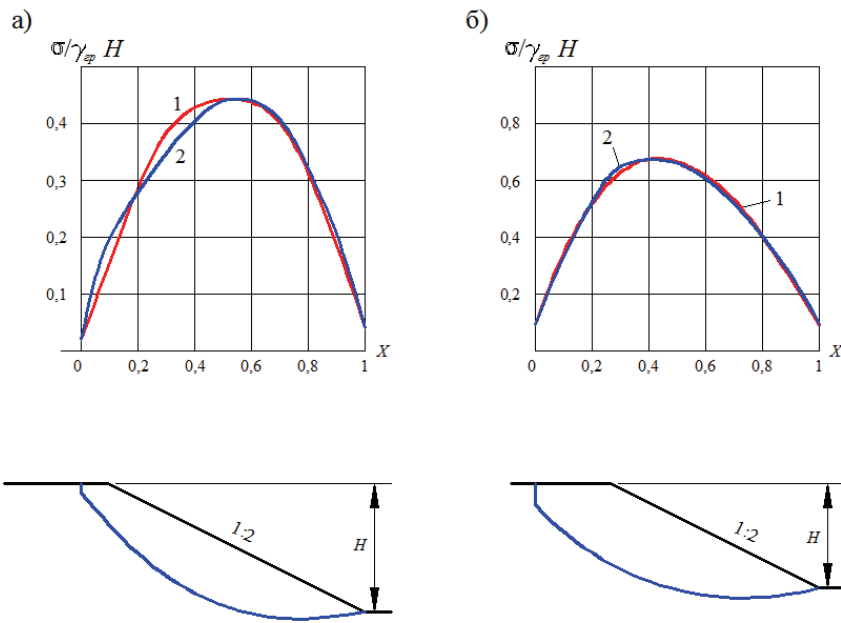


Рисунок 4. Графики функций распределения нормальных напряжений: а – для профиля поверхности сдвигов, описанного полиномом при $f_k = 0,25$, $c_k = 7,072$ кН/м²; б – для профиля, описанного окружностью при $f_k = 0,104$, $c_k = 15,938$ кН/м²; 1 – функция распределения нормальных напряжений описана выражением (9); 2 – функция распределения описана выражением (11)

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что при соблюдении условий предельного равновесия тела обрушения с учетом граничных условий распределение нормальных напряжений по поверхности обрушения мало влияет на меру запаса устойчивости грунтового массива. Кривые предельных значений параметров прочности грунта для двух совершенно разных законов распределения нормальных напряжений, представленных зависимостями (9) и (11), практически совпадают. Поэтому нет смысла уточнять это распределение. Для дальнейших исследований достаточно ограничиться законом распределения по более простой зависимости (9).

На рис. 5 для тех же данных представлены линии приложения равнодействующей сил взаимодействия E и T , а также графики значений их отношения. Исследованиями установлено значительное расхождение результатов расчета по определению соотношения компонент сил взаимодействия. Причем для разных форм поверхности сдвигов расхождения также отличаются. Это обстоятельство приводит к выводу о том, что форма поверхности сдвигов существенно влияет на соотношения упомянутых компонент и необходим поиск опасной поверхности сдвигов на основе применения вариационных принципов.

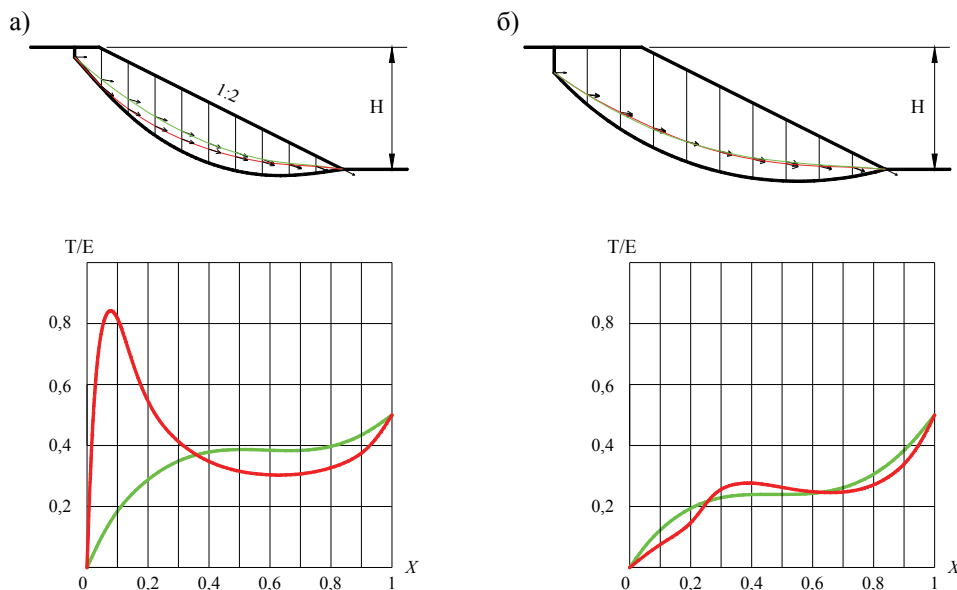


Рисунок 5. Линии приложения равнодействующей сил взаимодействия E и T ; графики значений их отношения: а – для профиля поверхности сдвигов, описанного полиномом при $f_k = 0,25$, $c_k = 7,072$ кН/м²; б – для профиля, описанного окружностью при $f_k = 0,104$, $c_k = 15,938$ кН/м²; 1 – функция распределения нормальных напряжений, описанная выражением (9); 2 – функция распределения, описанная выражением (11)

На рис. 6 представлены графики, иллюстрирующие влияние граничных условий на критические значения параметров прочности грунта. Исследование проведено только для круглоцилиндрической формы поверхности сдвигов, поскольку сопоставлялись два метода: Терцаги, применимый только для круглоцилиндрических поверхностей, и предложенный метод [8].

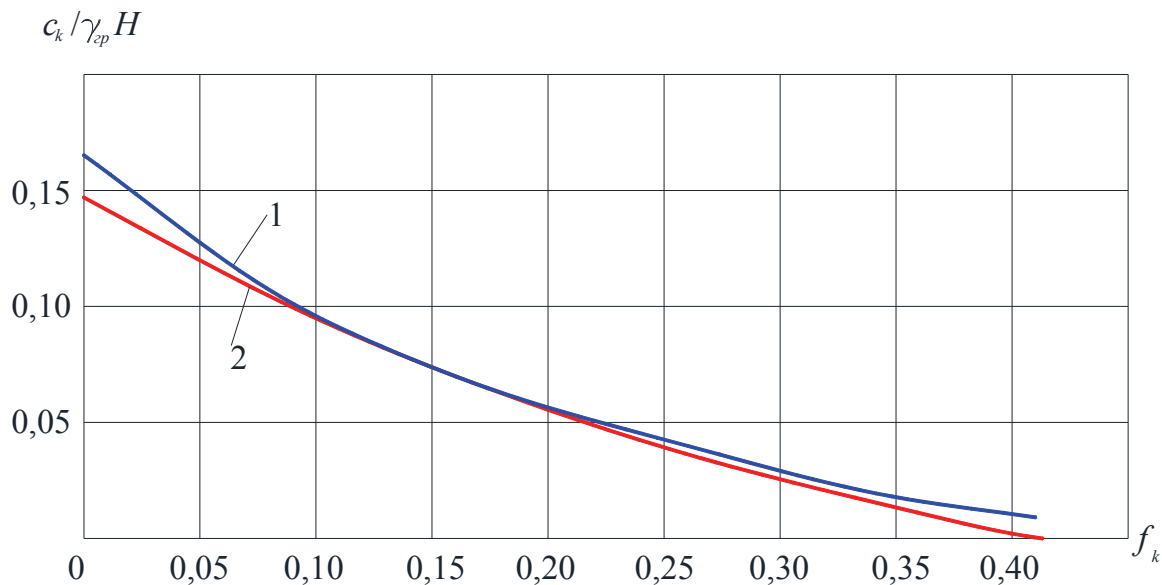


Рисунок 6. Графики критических значений параметров прочности грунта: 1 – для метода Терцаги; 2 – для предложенного метода с использованием дополнительного условия (9)

Анализ графиков на рис.6 показывает, что метод Терцаги дает наибольшую погрешность (в сторону запаса) для несвязных и пластичных грунтов. Для связных грунтов в области $f_k \in [0,1; 0,2]$ результаты расчета по методу Терцаги практически не отличаются от результатов по методу [8]. Среднее значение погрешности в упомянутых зонах составляет порядка 8%, максимальное – 12%.

Для применения вариационного принципа решения задачи в методе [8] вводится линейная комбинация уравнений равновесия (2), (3), (4), в которую каждое из перечисленных уравнений входит равноправно,

$$F_5 - F_6 + \lambda_1(F_1 - F_2) + \lambda_2(F_3 - F_4) = 0, \quad (15)$$

где λ_1 и λ_2 – произвольные числовые коэффициенты.

Функционалом в этом вариационном методе выступает условный коэффициент запаса устойчивости, который определяется из уравнения (15) выражением:

$$k = \frac{F_5 + \lambda_1 F_1 + \lambda_2 F_3}{F_6 + \lambda_1 F_2 + \lambda_2 F_4} = 1. \quad (16)$$

Экстремаль и соответствующие максимальные значения f_k и c_k определяются в процессе счета. Фактический коэффициент запаса устойчивости может быть определен традиционно выражением:

$$k_3 = \frac{f}{f_k} = \frac{c}{c_k} \quad (17)$$

или каким-либо иным способом.

После подстановки в зависимость (16) выражений для F_i ($i=1, \dots, 6$) получим:

$$k = \int_0^1 \frac{\tau}{J} (\tilde{X}\tilde{Z}' - \tilde{Z}) dX, \quad (18)$$

где $\tilde{X} = X + \lambda_2$, $\tilde{Z} = Z - \lambda_1$, $J = M + \lambda_1 Q_x + \lambda_2 Q_z - \int_0^1 \sigma (\tilde{Z}\tilde{Z}' + \tilde{X}) dX \neq 0$.

В результате решения дифференциального уравнения Эйлера-Лагранжа, составленного для подынтегрального выражения функционала k , получаются выражения для экстремали, соответствующей наиболее опасной поверхности сдвигов с минимальным значением k_s , и ее производной:

$$\tilde{Z} = \tilde{X} \left(\int_0^X \frac{B_0 e^{\nu X} - S(X)}{\tau \tilde{X}^2} dX - \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \right), \quad (19)$$

$$Z' = \frac{B_0 e^{\nu X} - S(X)}{\tau \tilde{X}} + \frac{\tilde{Z}}{\tilde{X}}, \quad (20)$$

где $B_0 = \tau_0(\lambda_1 + \lambda_2 Z'_0) + S(0)$; $\nu = \frac{J_1}{J_2}$;

$$S(X) = \frac{J}{J_1} \left\{ 2\tau_0 + 3 \left(\tilde{X} + \frac{1}{\nu} \right) (\tau_n - \tau_0) + 4f \left[\tilde{X}^2 + \frac{2}{\nu} \tilde{X} + \frac{2}{\nu^2} \right] A_2 + 5f \left[\tilde{X}^3 + \frac{3}{\nu} \tilde{X}^2 + \frac{6}{\nu^2} \tilde{X} + \frac{6}{\nu^3} \right] A_3 \right\};$$

$$J_2 = \frac{\partial J}{\partial Z'} = - \int_0^1 \sigma \tilde{Z} dX \neq 0; \quad J_1 = \frac{\partial J}{\partial Z} = \int_0^1 \left[\frac{\partial}{\partial Z} \left(\frac{m}{x_n - x_0} \right) - \tilde{Z} \frac{\partial q_x}{\partial Z} + \tilde{X} \frac{\partial q_z}{\partial Z} - q_x - \sigma \tilde{Z}' \right] dX \neq 0.$$

Граничными условиями для функций, определяемых выражениями (19) и (20), являются:

- при $X=0$: $\tilde{X} = \lambda_2$, $\tilde{Z} = -\lambda_1$ (выполняются тождественно);
- при $X=1$: $\tilde{X} = 1 + \lambda_2$, $\tilde{Z} = Z_n - \lambda_1$, отсюда

$$Z_n = (1 + \lambda_2) \int_0^1 \frac{B_0 e^{\nu X} - S(X)}{\tau \tilde{X}^2} dX - \frac{\lambda_1}{\lambda_2}, \quad (21)$$

$$Z'_n = \frac{B_0 e^{\nu} - S(1)}{\tau_n (1 + \lambda_2)} - \frac{\lambda_1}{\lambda_2}. \quad (22)$$

Из системы уравнений (21) и (22) находятся значения коэффициентов λ_1 и λ_2 .

На первом шаге итерации необходимо задаться непрерывной и непрерывно дифференцируемой функцией $Z(X)$, удовлетворяющей граничным условиям, например вида:

$$Z = Z'_0 X + (3Z_n - 2Z'_0 - Z'_n) X^2 - (2Z_n - Z'_0 - Z'_n) X^3. \quad (23)$$

На последующих шагах итерации функция $Z(X)$ определяется выражением (19).

Для схемы, изображенной на рис. 1, конкретные значения производных в крайних точках профиля поверхности сдвигов определяются зависимостями:

$$Z'_0 = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2} \right) = \sqrt{1 + f_k^2} + f_k,$$

$$Z'_n = \operatorname{tg} \left(\theta + \frac{\varphi_k}{2} - \frac{\pi}{4} \right) = \frac{1 + f_k + \sqrt{1 + f_k^2} - m(1 - f_k + \sqrt{1 + f_k^2})}{m(1 + f_k + \sqrt{1 + f_k^2}) + 1 - f_k + \sqrt{1 + f_k^2}},$$

где θ – угол наклона образующей откоса к горизонтали; $m = \operatorname{ctg} \theta$ – коэффициент заложения откоса.

Выводы

1. Учет граничных условий, накладывающих дополнительные ограничения на функцию, описывающую профиль поверхности обрушения, и соблюдение условий равновесия позволяют выявить скрытые запасы устойчивости в расчетах, выполненных распространенными методами, и получить более экономичное решение. Для рассмотренного тестового примера погрешность достигает 12%.

Скрытые запасы устойчивости и погрешности в сторону риска в расчетах, выполненных распространенными методами, содержатся также в вычислительных приемах. Они проявляются при малом числе разбиения тела обрушения на элементы, а также при поиске центра окружности, соответствующей минимуму запаса устойчивости. Для рассмотренного тестового примера такая погрешность составляет еще 11,8%.

При действии горизонтальных сил (фильтрационных, сейсмических) скрытые запасы устойчивости, а также погрешности в сторону риска в расчетах с применением распространенных методов могут только усугубляться.

2. При соблюдении условий предельного равновесия тела обрушения с учетом граничных условий распределение нормальных напряжений по поверхности обрушения мало влияет на меру запаса устойчивости грунтового массива – кривые предельных значений параметров прочности грунта для двух представленных законов распределения нормальных напряжений практически совпадают. Поэтому нет смысла уточнять это распределение.

3. Принимаемая в расчетах форма поверхности обрушения оказывает особенно существенное влияние на результат оценки устойчивости при связных грунтах.

4. Форма поверхности сдвигов существенно влияет также на соотношение компонент сил взаимодействия и элементов тела обрушения. Поэтому поиск опасной поверхности сдвигов необходимо осуществлять на основе применения вариационных принципов.

Литература

1. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения. Л.: Энергия, 1967. 460 с.
2. Основные положения расчетов устойчивости земляных откосов для составления межведомственного документа (по материалам межведомственной комиссии НТС Госстроя СССР). Л.: ВНИИГ, 1970. 63 с.
3. Федоров И.В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов. М.: Госстройиздат, 1962. 317 с.
4. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. М.: ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1986. 123 с.
5. Бухарцев В.Н. Общий метод расчета устойчивости грунтовых откосов в рамках плоской задачи // Гидротехническое строительство. 1983. №11. С. 28-32.
6. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н., Грошев М.Е., Олимпиаев Д.Н. Устойчивость грунтовых откосов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1980. №1. С. 23-27.
7. Дорфман А. Г. Точное аналитическое решение новых задач теории устойчивости откосов // Вопросы геотехники: Труды ДИИТа. 1977. №26. С. 53-57.
8. Бухарцев В.Н. Оценка устойчивости грунтовых откосов вариационным методом // Гидротехническое строительство. 1988. №11. С. 44-47.
9. Тейлор Д. В. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1960. 598 с.
10. Fröhlich O.K. General theory of slopes // Geotechnique. 1955. Vol.5. №1. Pp. 37-44.
11. Krahn J. Stability Modeling with SLOPE/W. An engineering Methodology. First edition. Canada, 2004. 396 p.
12. Caquo A. Methode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif pour dlissement cylindrique // Geotechnique. 1955. Vol. 5. №1. Pp. 29-32.
13. Крей Г. Теория давления земли и сопротивления грунтов нагрузке. М.–Л.: Госстройиздат, 1932. 218 с.
14. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. 507 с.
15. Можевитинов А.Л., Шинтемиров М. Общий метод расчета устойчивости земляных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1970. Т. 92. С. 11-12.
16. Чугаев Р.Р. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. М.–Л.: Госэнергоиздат, 1963. 144 с.
17. Бухарцев В.Н. Расчетные методы для оценки устойчивости причальных сооружений // Труды СПбГТУ №502, Строительство. 2007. С. 291-296.
18. Бухарцев В.Н., Можевитинов А.Л. О коэффициентах безопасности в расчетах устойчивости сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1977. Т. 117. С. 14-18.

**Владимир Николаевич Бухарцев, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)297-59-88; эл. почта: gts.bu@cef.spbstu.ru*

© Бухарцев В.Н., Нгуен Тхай Хоанг, 2012

doi: 10.5862/MCE.35.6

Estimation of the soil body stability

V.N. Buhartsev (*Buharans*),
 Nguyen Tkhay Khoang,

Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia
 +7(812)297-59-88; e-mail: gts.bu@cef.spbstu.ru

Key words

stability of the soil body; Coulomb criterion; equilibrium conditions; boundary conditions; surface of failure; law of normal stress distribution

Abstract

Estimation of stability of the soil body is the main objective in the design of structures and foundations. But the laws of mechanics, such as the equilibrium conditions and the boundary conditions are not observed in most methods used for estimating the stability of the soil body. To correct the noted disadvantages, the special method, in which all laws of mechanics are observed, is stated. Search for the most dangerous surface of failure is based on the variation principle.

The proposed method is used to identify the impact of such factors like boundary conditions, the shape of the surface of failure, the law of normal stress distribution over the surface of failure on the estimating the slope stability.

It is established that all these factors significantly effect on the estimating the stability of the soil body.

References

1. Chugaev R.R. *Zemlyanyye gidrotekhnicheskiye sooruzheniya* [Earthen hydraulic installations]. Leningrad: Energiya, 1967. 460 p. (rus)
2. *Osnovnyye polozheniya raschetov ustoychivosti zemlyanykh otkosov dlya sostavleniya mezhvedomstvennogo dokumenta (po materialam mezh-vedomstvennoy komissii NTS Gosstroya SSSR)* [The calculation of excavation slope stability for the interagency document (based on the inter-institutional Commission NTS Gosstroy of USSR)]. Leningrad: VNIIG, 1970. 63 p. (rus)
3. Fedorov I.V. *Metody rascheta ustoychivosti sklonov i otkosov* [Methods of calculating the stability of slopes and slopes]. Moscow: Gosstroyizdat, 1962. 317 p.
4. *Rekomendatsii po vyboru metodov rascheta koeffitsiyenta ustoychivosti sklona i opolznevoogo davleniya* [Recommendations on the choice of methods of calculation of slope stability and landslide pressure]. Moscow: TsBNTI Minmontazhspetsstroya SSSR, 1986. 123 p. (rus)
5. Buhartsev V.N. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 1983. No. 11. Pp. 28-32. (rus)
6. Zaretsky Yu.K., Lombardo V.N., Groshev M.E., Olimpiev D.N. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 1980. No. 1. Pp. 23-27. (rus)
7. Dorfman A. G. *Voprosy geotekhniki: Trudy DII Ta*. 1977. No. 26. Pp. 53-57. (rus)
8. Buhartsev V.N. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 1998. No. 11. Pp. 44-47. (rus)
9. Taylor D. V. *Osnovy mekhaniki gruntov* [Fundamentals of soil mechanics]. Moscow: Gosstroyizdat, 1960. 598 p. (rus)
10. Fröhlich O.K. General theory of slopes. *Geotechnique*. 1955. Vol.5. No. 1. Pp. 37 – 44.
11. Krahn J. *Stability Modeling with SLOPE/W. An engineering Methodology*. First edition. Canada, 2004. 396 p.
12. Caquo A. Methode exaete pour le calcul de la rupture d'un massif pour dissemtnt cylindrique. *Geotechnique*. 1955. Vol. 5. No. 1. Pp. 29 – 32.
13. Krey G. *Teoriya davleniya zemli i soprotivleniya gruntov nagruzke* [The theory of earth pressure and soil resistance load]. Moscow-Leningrad: Gosstroyizdat, 1932. 218 p. (rus)
14. Tertsagi K. *Teoriya mekhaniki gruntov* [Soil mechanics Theory]. Moscow: Gosstroyizdat, 1961. 507 p. (rus)
15. Mozhevitinov A.L., Shintemirov M. *Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedenevaya*. 1970. Vol. 92. Pp. 11-12. (rus)

16. Chugaev R.R. *Raschet ustoychivosti zemlyanykh otkosov i betonnykh plotin na neskalmom osnovanii po metodu kruglotsilindricheskikh poverkhnostey obrusheniya* [Stability calculation of slopes and concrete dams on the earth ground base by dangerous circle analysis]. Moscow-Leningrad: Gosenergoizdat, 1963. 144 p.
17. Bukhartsev V.N. *Trudy SPbGTU. No. 502. Stroitelstvo*. 2007. Pp. 291 – 296.
18. Bukhartsev V.N., Mozhevitinov A.L. *Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneyeva*. 1977. Vol. 117. Pp. 14-18.

Full text of this article in Russian: pp. 41-48