

Оценка устойчивости бетонных сооружений на нескальном основании

Д.т.н., профессор В.Н. Бухарцев;
аспирант Ву Мань Хуан,*

ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: устойчивость бетонных сооружений; предельное состояние; критерий Кулона; сдвиг с поворотом; условия равновесия; закон распределения нормальных напряжений

Один из основных вопросов, которые необходимо решить при проектировании подпорных бетонных сооружений на нескальных грунтах основания, – это вопрос обеспечения устойчивости этих сооружений против сдвига. От правильного решения этой задачи в значительной мере зависит эксплуатационная надежность сооружений и их долговечность. Особое значение эта проблема имеет для гидротехнического строительства, поскольку напорные гидротехнические сооружения обладают повышенной опасностью и, следовательно, несут большую социальную и экономическую ответственность. К таким сооружениям относятся, например, плотины, здания ГЭС, подпорные стены и т.п.

В настоящее время в мировой практике для оценки устойчивости массивных бетонных сооружений чаще всего используется расчетный метод, в котором предполагается, что при нарушении устойчивости сооружение перемещается по плоскости подошвы прямолинейно поступательно [1–7 и др.]. Этот метод основан на схеме предельных состояний, в которой сопоставляются активные сдвигающие силы, действующие на незаглубленное сооружение, и реактивные силы предельного сопротивления, способные мобилизоваться на поверхности сдвигов – области контакта подошвы сооружения с основанием. При этом предполагается, что линии действия равнодействующей активных сдвигающих сил и равнодействующей реактивных сил предельного сопротивления совпадают, отсюда следует линейная постановка задачи.

При оценке устойчивости заглубленного сооружения в число реактивных сил следует включить также отпор грунта, возникающий на поверхностях, ограничивающих сооружение по контуру.

Под предельным состоянием понимается такое состояние сооружения, при котором в каждой точке поверхности сдвигов возникают предельные по Кулону касательные напряжения.

Для выполнения расчета устойчивое сооружение приводится в предельное состояние либо путем увеличения действующих нагрузок (обычно изменяются только модули сил без изменения линий их действия), либо изменением параметров прочности грунта основания, характеризующих сопротивление грунта сдвигу. По этому вопросу высказывались разные точки зрения [8–12 и др.]. В первом способе приведения расчетной схемы в предельное состояние коэффициент запаса отвечает на вопрос: во сколько раз модули всех сил, действующих на сооружение, должны быть увеличены, чтобы сооружение достигло предельного равновесия? Такой прием, называемый схемой «разрушающих нагрузок», используется иногда в промышленно-гражданском строительстве и машиностроении.

В гидротехническом строительстве чаще используется второй способ приведения расчетной схемы в предельное состояние, при котором коэффициент запаса отвечает на вопрос: во сколько раз следует уменьшить значения параметров прочности грунта основания, чтобы сооружение достигло предельного равновесия? Такая постановка вопроса в гидротехническом строительстве более уместна, поскольку нагрузки на гидротехническое сооружение от собственного веса, давления воды и т. д. не могут меняться на 20 – 30%, а расчетные значения параметров прочности грунта, вычисляемые по малым выборкам опытных данных, определяются с меньшей точностью из-за большого разброса значений опытных данных. При этом коэффициент запаса определяется часто как отношение расчетных значений параметров прочности грунта, определяемых по экспериментальным данным, к критическим значениям, соответствующим предельному состоянию (предложение В. Феллениуса).

Довольно часто возникает опасность потери устойчивости сооружения по другой схеме, когда линии действия равнодействующей активных сдвигающих сил и равнодействующей реактивных сил предельного сопротивления не совпадают. Такая форма потери устойчивости наступает при эксцентричном приложении сдвигающей силы по отношению к центру кручения подошвы сооружения. Причиной этому может быть смещение сдвигающей силы даже при однородном строении основания и симметричной форме подошвы, либо смещение центра кручения при неоднородном строении основания, разные части которого имеют разные прочностные характеристики, либо когда поступательному сдвигу препятствует неподвижная опора. Во всех перечисленных случаях при потере устойчивости происходит сдвиг сооружения с поворотом в плоскости подошвы, что обуславливает плоскую постановку задачи.

Для оценки устойчивости против сдвига сооружения с поворотом в [13] предложен другой метод, который является обобщением вышеупомянутого, соответствующего частному случаю, когда эксцентриситет сдвигающей силы равен нулю. Поэтому все нормативные требования, касающиеся определения нагрузок на сооружение и характеристик прочности грунта основания, равно как и нормативные запасы устойчивости сооружения, установленные для поступательного сдвига, могут быть распространены и на сдвиг с поворотом.

Этот метод, рекомендованный СНиП [14] и пособием к ним [15] для оценки устойчивости бетонных сооружений против сдвига с поворотом, используется для дальнейшего исследования. Он применим для оценки устойчивости бетонных сооружений, имеющих плоскую подошву любой формы, при любой нагрузке и геологическом строении основания, грунты которого подчиняются критерию прочности Кулона.

Вместе с тем, несмотря на схожесть расчетных предпосылок, между этими двумя методами существует и серьезное различие. Оценка устойчивости сооружения в линейной постановке, т.е. при поступательном сдвиге, не зависит от распределения нормальных напряжений по подошве сооружения, поскольку в расчете фигурируют только силы. Оценка устойчивости сооружения в плоской постановке, т.е. по схеме сдвига с поворотом, существенно зависит от распределения нормальных напряжений по подошве сооружения.

Рекомендации нормативных документов не в полной мере охватывают потребности проектировщиков при решении вопросов, связанных с оценкой устойчивости подобного рода сооружений. В этих документах приведены лишь указания по оценке устойчивости сооружений с прямоугольной подошвой, только для частного случая нагружения силой, параллельной оси симметрии подошвы (оси инерции сечения подошвы). Поэтому разработка более общей методики оценки устойчивости сооружений против сдвига с поворотом, пригодной для любой плоской формы подошвы сооружения, является актуальной задачей. Актуальность ее обусловлена тем, что сдвиг с поворотом в плоскости подошвы угрожает многим гидротехническим сооружениям.

В основе метода лежит широко распространенное положение о том, что при повороте любого тела, наступающем вследствие нарушения предельного равновесия, касательные напряжения, которые действуют на элементарных площадках в окрестности каждой точки плоскости подошвы, ориентированы ортогонально радиус-векторам, проведенным к центрам тяжести этих площадок из полюса поворота. Сложное движение (линейно-поступательное с поворотом) эквивалентно, как известно, только повороту относительно некоторой оси, ортогональной плоскости подошвы, проходящей через полюс p , положение которого определяется в результате расчета. Предполагается также, что при нарушении устойчивости сооружение перемещается по плоскости подошвы без захвата грунта основания. Справедливость этих расчетных предпосылок подтверждена экспериментальными исследованиями А.Ф. Попова [13].

Другим важным результатом исследований А.Ф. Попова является положение о том, что поскольку на гидротехнические сооружения не действуют нагрузки в виде крутящих моментов и уровень напряжений характеризуется значениями числа моделирования $N_{\sigma} \leq 0,5 - 1,0$, оценку устойчивости таких сооружений можно определять без учета нелинейности эпюры нормальных напряжений. Равномерное или неравномерное распределение нормальных напряжений по плоскости подошвы можно принять линейным.

Решение этой задачи в общей постановке при линейном распределении нормальных напряжений по плоской подошве произвольной формы подробно описано в ранее опубликованной работе авторов [16]. В ней представлена система разрешающих уравнений, сформулированы расчетные предпосылки, приведены результаты интегрирования выражений, входящих в дифференциальные уравнения.

Предложенную в работе [16] методику можно распространить и на более общий случай нелинейного распределения нормальных напряжений, возникающих на контакте сооружения с основанием. Для этого формулу внецентренного сжатия, используемую при линейном распределении напряжений, следует дополнить некоторой функцией, позволяющей с достаточным для практики приближением описать упомянутые напряжения, получаемые экспериментально. Этот дополнительный член в расширенной таким образом формуле должен описывать отклонения значений напряжения от плоской эпюры, самоуравновешенные для всей плоскости подошвы.

Для сооружений с прямоугольной подошвой, имеющих наибольшее распространение, это можно сделать, представив дополнительный член в виде эллиптического параболоида. Тогда расширенная формула для определения нормальных напряжений у подошвы сооружения в главной центральной системе координат примет вид:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_y}{J_y} x + \frac{M_x}{J_x} y + \mathcal{E} \left(1 - \alpha \frac{F}{J_y} x^2 - \beta \frac{F}{J_x} y^2 \right), \quad (1)$$

где F – площадь подошвы; N – сумма проекций всех действующих на сооружение сил на направление, ортогональное подошве; M_x и M_y – моменты всех сил относительно главных центральных осей, обозначенных индексами; J_x и J_y – осевые моменты инерции подошвы сооружения; \mathcal{E} – параметр, имеющий размерность напряжения; α и β – безразмерные числовые коэффициенты.

Параметр \mathcal{E} отражает отклонение значения нормального напряжения в центре тяжести подошвы от среднего значения. Знак этого параметра определяет знак кривизны эпюры напряжений: плюс соответствует выпуклой эпюре, минус – вогнутой.

Чтобы дополнительное слагаемое выражало самоуравновешенную составляющую напряжения, достаточно, чтобы

$$\int_F \left(1 - \alpha \frac{F}{J_y} x^2 - \beta \frac{F}{J_x} y^2 \right) dF = 0. \quad (2)$$

После интегрирования это выражение принимает вид:

$$(1 - \alpha - \beta)F = 0, \quad (3)$$

откуда

$$\beta = 1 - \alpha. \quad (4)$$

Два других интеграла

$$\int_F x \left(1 - \alpha \frac{F}{J_y} x^2 - \beta \frac{F}{J_x} y^2 \right) dF \quad \text{и} \quad \int_F y \left(1 - \alpha \frac{F}{J_y} x^2 - \beta \frac{F}{J_x} y^2 \right) dF \quad (5)$$

для симметричной прямоугольной подошвы тождественно равны нулю, поскольку содержат нечетные функции, которые после интегрирования становятся четными.

Подставляя выражение (4) в (1), получим окончательный вид расширенной формулы для определения нормальных напряжений:

$$\sigma = \left(\frac{N}{F} + \frac{M_y}{J_y} x + \frac{M_x}{J_x} y \right) + \mathcal{E} \left(1 - \frac{F}{J_x} y^2 \right) + \mathcal{E} \alpha F \left(\frac{y^2}{J_x} - \frac{x^2}{J_y} \right). \quad (6)$$

В этой формуле выражения, заключенные в скобки, являются характеристическими функциями для распределения нормального напряжения: первая описывает плоскость, вторая – цилиндр с параболической направляющей, третья – сложную поверхность двойкой кривизны (седло). Параметры \mathcal{E} и α , не имеющие пока механической интерпретации, позволяют создать комбинацию характеристических функций, приближенно описывающую вид эпюры напряжений в широком диапазоне механических характеристик грунтов.

Значения этих параметров можно определить по условию максимального приближения расчетных значений напряжения к экспериментальным значениям. Техника такого подбора значений параметров \mathcal{E} и α проиллюстрирована на примере экспериментальной модели. Результаты экспериментальных исследований по определению напряжений вблизи контакта рассматриваемой модели с основанием заимствованы из работы [18]. Модель, представляющая собой жесткий штамп с прямоугольной подошвой (соотношение сторон 3:1), загружена полосовой распределенной нагрузкой интенсивностью $q=13,9$ тс/м, приложенной по оси симметрии подошвы вдоль длинной стороны (рис. 1). Длина короткой стороны подошвы модели – 1,42 метра. В силу симметрии подошвы и нагрузки в формуле (6) $M_x = M_y = 0$.

Основанием лабораторной модели служил разнозернистый песок с небольшим содержанием мелкого гравия диаметром до 5 мм. Удельный (объемный) вес песка – $1,65$ тс/м³, относительная плотность $D = 0,5$. В качестве измерительных приборов использовались мессдозы системы В.П. Бомбчинского, основанной на струнном методе измерения деформаций. Приборы устанавливались в грунте в контактной зоне основания, на небольшой глубине, что почти полностью исключает влияние микрорельефа на показания приборов.

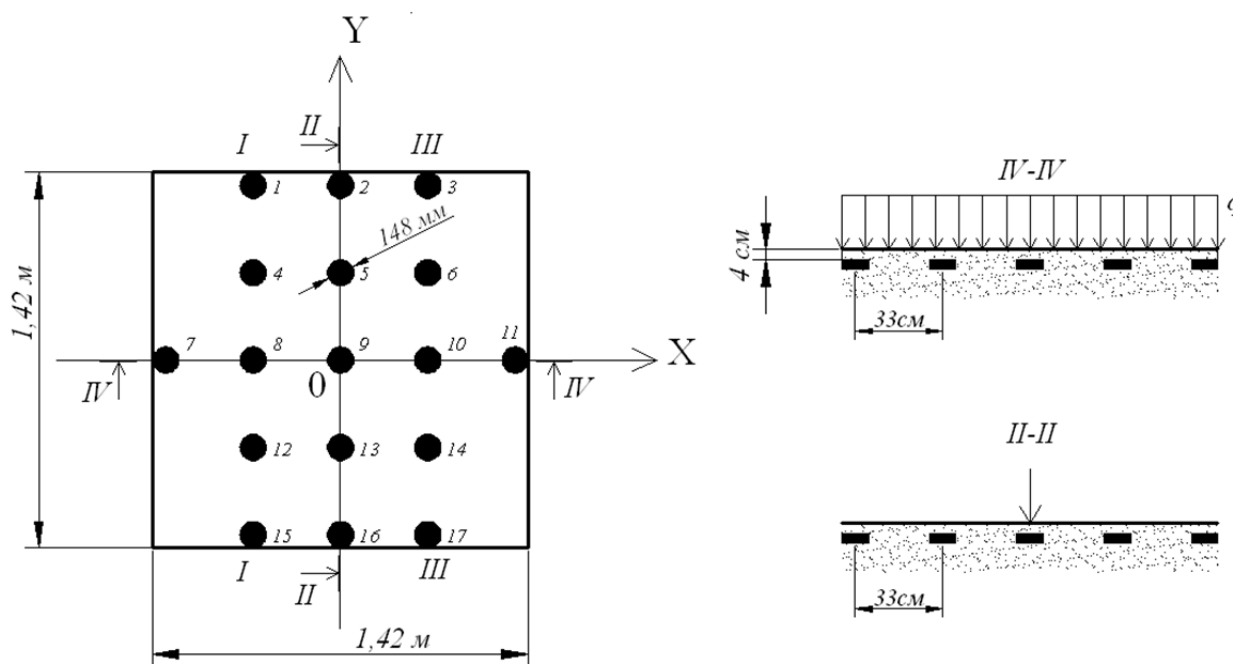


Рисунок 1. Схема расположения мессдоз по площади средней трети подошвы модели

Для максимального приближения расчетных значений напряжения к экспериментальным использован метод наименьших квадратов. Согласно этому методу сумма квадратов отклонений теоретических значений $\sigma = \sigma(x, y)$, вычисленных по формуле (6), от экспериментальных значений σ_3 должна быть наименьшей:

$$\sum_{i=1}^n (\sigma - \sigma_3)_i^2 \rightarrow \min \quad (7)$$

или

$$\sum_{i=1}^n (\Phi_1 + \mathcal{E}\Phi_2 + A \cdot \Phi_3)_i^2 = \Sigma \rightarrow \min,$$

$$\text{где } \Phi_1 = \frac{N}{F} + \frac{M_y}{J_y}x + \frac{M_x}{J_x}y - \sigma_3; \quad \Phi_2 = 1 - \frac{F}{J_x}y^2, \quad \Phi_3 = F \left(\frac{y^2}{J_x} - \frac{x^2}{J_y} \right);$$

$A = \mathcal{E} \cdot \alpha$; n – число точек, в которых выполнены измерения напряжения.

Необходимое условие экстремума функции двух параметров A и \mathcal{E} выражается уравнениями:

$$\begin{cases} \frac{\partial \Sigma}{\partial A} = 2 \sum_{i=1}^n \Phi_{3i} (\Phi_1 + \mathcal{E} \Phi_2 + A \cdot \Phi_3)_i = 0, \\ \frac{\partial \Sigma}{\partial \mathcal{E}} = 2 \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} (\Phi_1 + \mathcal{E} \Phi_2 + A \cdot \Phi_3)_i = 0. \end{cases} \quad (8)$$

После преобразования эти уравнения принимают вид:

$$\begin{cases} \mathcal{E} \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i} + A \sum_{i=1}^n (\Phi_{3i})^2 = - \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{3i}, \\ \mathcal{E} \sum_{i=1}^n (\Phi_{2i})^2 + A \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i} = - \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{2i}. \end{cases} \quad (8^*)$$

Решая эту систему уравнений, получим:

$$\begin{cases} A = \frac{\sum_{i=1}^n (\Phi_{2i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{3i} - \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{2i} \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i}}{\left(\sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i} \right)^2 - \sum_{i=1}^n (\Phi_{2i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\Phi_{3i})^2}, \\ \mathcal{E} = \frac{\sum_{i=1}^n (\Phi_{3i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{2i} - \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{3i} \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i}}{\left(\sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i} \right)^2 - \sum_{i=1}^n (\Phi_{2i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\Phi_{3i})^2}. \end{cases} \quad (9)$$

Параметр α определяется выражением:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n (\Phi_{2i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{3i} - \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{2i} \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i}}{\sum_{i=1}^n (\Phi_{3i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{2i} - \sum_{i=1}^n \Phi_{1i} \Phi_{3i} \cdot \sum_{i=1}^n \Phi_{2i} \Phi_{3i}}. \quad (10)$$

Результаты обработки лабораторных опытов сведены в таблицу 1, по которой построены эпюры нормальных напряжений по осям подошвы модели в двух направлениях (рис. 2).

Таблица 1. Результаты измерения $\sigma_{эi}$ тс/м²; вычисления некоторых геометрических характеристик подошвы

№	x	y	$\sigma_{эi}$	Φ_1	Φ_2	Φ_3	$(\Phi_2)^2$	$(\Phi_3)^2$	$\Phi_1\Phi_2$	$\Phi_1\Phi_3$	$\Phi_2\Phi_3$
1	-0,33	0,66	6,3	-4,00218	-1,59234	2,520333	2,535556	6,35208	6,372835	-10,08682	-4,013235
2	0	0,66	5,5	-3,20218	-1,59234	2,592343	2,535556	6,720241	5,098961	-8,301137	-4,127898
3	0,33	0,66	4,6	-2,30218	-1,59234	2,520333	2,535556	6,35208	3,665853	-5,802249	-4,013235
4	-0,33	0,33	11	-8,70218	0,351914	0,576076	0,123844	0,331864	-3,06242	-5,013116	0,2027294
5	0	0,33	12,2	-9,90218	0,351914	0,648086	0,123844	0,420015	-3,48472	-6,417458	0,2280706
6	0,33	0,33	11,9	-9,60218	0,351914	0,576076	0,123844	0,331864	-3,37914	-5,531585	0,2027294
7	-0,66	0	14	-11,7022	1	-0,28804	1	0,082966	-11,7022	3,370672	-0,288038
8	-0,33	0	13,1	-10,8022	1	-0,07201	1	0,005185	-10,8022	0,777859	-0,07201
9	0	0	13,1	-10,8022	1	0	1	0	-10,8022	0	0
10	0,33	0	13,8	-11,5022	1	-0,07201	1	0,005185	-11,5022	0,828266	-0,07201
11	0,66	0	13,2	-10,9022	1	-0,28804	1	0,082966	-10,9022	3,140242	-0,288038
12	-0,33	-0,33	11,3	-9,00218	0,351914	0,576076	0,123844	0,331864	-3,16799	-5,185939	0,2027294
13	0	-0,33	12	-9,70218	0,351914	0,648086	0,123844	0,420015	-3,41433	-6,287841	0,2280706
14	0,33	-0,33	12,5	-10,2022	0,351914	0,576076	0,123844	0,331864	-3,59029	-5,87723	0,2027294
15	-0,33	-0,66	4,8	-2,50218	-1,59234	2,520333	2,535556	6,35208	3,984321	-6,306316	-4,013235
16	0	-0,66	5,8	-3,50218	-1,59234	2,592343	2,535556	6,720241	5,576664	-9,078839	-4,127898
17	0,33	-0,66	5,5	-3,20218	-1,59234	2,520333	2,535556	6,35208	5,098961	-8,070549	-4,013235
Σ	-	-	170,6	-	-2,44257	18,1464	20,9564	41,19259	-46,0122	-73,84204	-23,76177

Используя последнюю строчку таблицы и формулы (9), (10), получим:

$$\bar{\sigma} = 3,930329 \text{ тс/м}^2, \alpha = 0,193324.$$

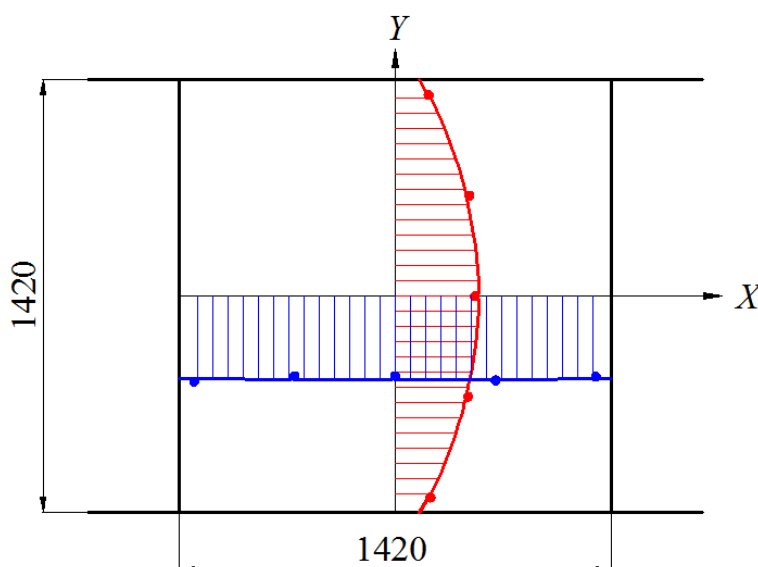


Рисунок 2. Сопоставление теоретических (сплошные линии) и экспериментальных (точки) данных

Несмотря на то, что экспериментальные данные не в полной мере репрезентативны, поскольку содержат сведения только о средней трети подошвы модели, все же наблюдается хорошая аппроксимация результатов эксперимента зависимостью (6). Результаты экспериментальных и теоретических исследований свидетельствует о том, что уже при соотношении 3:1 средняя часть фундамента работает в условиях, близких к плоской задаче.

Использование зависимости (6) вместо формулы внецентренного сжатия принципиально не меняет методику расчета по оценке устойчивости сооружений против сдвига с поворотом, изложенную в [16]. Добавляется еще один тип интегралов, относящийся к той же группе:

Бухарцев В.Н., Ву Мань Хуан. Оценка устойчивости бетонных сооружений на нескальном основании

$$\int_F \frac{s^3 dF}{\sqrt{s^2 + t^2}}. \quad (11)$$

Конкретные интегралы этого типа в удобной системе координат имеют вид:

$$\int_F \frac{x^3 dF}{\sqrt{x^2 + y^2}}; \quad \int_F \frac{y^3 dF}{\sqrt{x^2 + y^2}}.$$

Другие интегралы, которые появляются при использовании расширенной формулы, выражаются через уже известные интегралы:

$$\begin{aligned} \int_F \frac{x^2 y dF}{\sqrt{x^2 + y^2}} &= \int_F y \sqrt{x^2 + y^2} dF - \int_F \frac{y^3 dF}{\sqrt{x^2 + y^2}}; \\ \int_F \frac{xy^2 dF}{\sqrt{x^2 + y^2}} &= \int_F x \sqrt{x^2 + y^2} dF - \int_F \frac{x^3 dF}{\sqrt{x^2 + y^2}}. \end{aligned} \quad (12)$$

Эти дополнительные интегралы также выражаются через конечное число элементарных функций. Для прямоугольной формы подошвы с координатами угловых точек $(\tilde{x}_1; \tilde{y}_1)$, $(\tilde{x}_2; \tilde{y}_2)$, $(\tilde{x}_3; \tilde{y}_3)$, $(\tilde{x}_4; \tilde{y}_4)$ результаты интегрирования этих выражений имеют вид:

$$\begin{aligned} \int_F \frac{\tilde{x}^3 dF}{\sqrt{\tilde{x}^2 + \tilde{y}^2}} &= \int_{\tilde{y}_1}^{\tilde{y}_3} \int_{\tilde{x}_1}^{\tilde{x}_3} \frac{\tilde{x}^3 d\tilde{x}}{\sqrt{\tilde{x}^2 + \tilde{y}^2}} d\tilde{y} = \\ &= \frac{\tilde{x}_3^4}{12} \left[\ln \left| \frac{\tilde{y}_3 + \rho_3}{\tilde{y}_4 + \rho_4} \right| + \frac{\tilde{y}_3 \rho_3}{\tilde{x}_3^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{y}_3^2}{\tilde{x}_3^2} \right) - \frac{\tilde{y}_4 \rho_4}{\tilde{x}_4^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{y}_4^2}{\tilde{x}_4^2} \right) \right] - \\ &- \frac{\tilde{x}_1^4}{12} \left[\ln \left| \frac{\tilde{y}_2 + \rho_2}{\tilde{y}_1 + \rho_1} \right| + \frac{\tilde{y}_2 \rho_2}{\tilde{x}_2^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{y}_2^2}{\tilde{x}_2^2} \right) - \frac{\tilde{y}_1 \rho_1}{\tilde{x}_1^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{y}_1^2}{\tilde{x}_1^2} \right) \right]; \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \int_F \frac{\tilde{y}^3 dF}{\sqrt{\tilde{x}^2 + \tilde{y}^2}} &= \int_{\tilde{x}_1}^{\tilde{x}_3} \int_{\tilde{y}_1}^{\tilde{y}_3} \frac{\tilde{y}^3 d\tilde{y}}{\sqrt{\tilde{x}^2 + \tilde{y}^2}} d\tilde{x} = \\ &= \frac{\tilde{y}_3^4}{12} \left[\ln \left| \frac{\tilde{x}_3 + \rho_3}{\tilde{x}_4 + \rho_4} \right| + \frac{\tilde{x}_3 \rho_3}{\tilde{y}_3^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{x}_3^2}{\tilde{y}_3^2} \right) - \frac{\tilde{x}_4 \rho_4}{\tilde{y}_4^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{x}_4^2}{\tilde{y}_4^2} \right) \right] - \\ &- \frac{\tilde{y}_1^4}{12} \left[\ln \left| \frac{\tilde{x}_2 + \rho_2}{\tilde{x}_1 + \rho_1} \right| + \frac{\tilde{x}_2 \rho_2}{\tilde{y}_2^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{x}_2^2}{\tilde{y}_2^2} \right) - \frac{\tilde{x}_1 \rho_1}{\tilde{y}_1^2} \left(1 - 2 \frac{\tilde{x}_1^2}{\tilde{y}_1^2} \right) \right]. \end{aligned} \quad (14)$$

В выражениях (13) и (14) все обозначения соответствуют обозначениям [16].

Форма представления нормального напряжения, действующего на подошву сооружения, выражением (6) позволяет приблизиться к экспериментальным значениям с любой приемлемой для практики точностью за счет введения дополнительных слагаемых. Остается решить проблему физической интерпретации дополнительных членов формулы. Лучше всего связать параметры α и β с деформационными характеристиками грунта основания или, по крайней мере, с числом

моделирования для песчаных и глинистых грунтов. Видимо, параметр α можно связать с коэффициентом Пуассона, а параметр \mathcal{E} – с модулем Юнга.

Для более сложной формы подошвы в расширенной формуле могут появиться дополнительные члены с большим числом параметров. Для нахождения значений этих параметров нужны дополнительные экспериментальные исследования. Необходимость таких исследований определяется потребностями практики строительства.

Литература

1. Велле М.А. Устойчивость плотин на нескальных грунтах. Стройиздат. М.–Л.: ОНТИ, 1935. 184 с.
2. Горбунов-Посадов М.И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании. М.: Госстройиздат, 1962, 96 с.
3. Евдокимов П.Д. Устойчивость гидротехнических сооружений и прочность их оснований. М.–Л.: Энергия, 1966, 130 с.
4. Chen Y., Zhang L., Yang G., Dong Y., Chen J. Anti-sliding stability of a gravity dam on complicated foundation with multiple structural planes // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2012. Vol. 55. Pp 151-156.
5. Bretas E.M., Léger P., Lemos J.V. 3D stability analysis of gravity dams on sloped rock foundations using the limit equilibrium method // Computers and Geotechnics. 2012. Vol. 44. Pp. 147-156.
6. Teng-fei B., Miao Xu, Lan C. Stability Analysis of Concrete Gravity Dam Foundation Based on Catastrophe Model of Plastic Strain Energy // Procedia Engineering. 2012. Vol. 28. Pp. 825-830.
7. Wei Z., Xiaolin C., Chuangbing Z., Xinghong L. Failure analysis of high-concrete gravity dam based on strength reserve factor method // Computers and Geotechnics. 2008. Vol. 35. Issue 4. Pp. 627-636.
8. Kezdi A. Handbuch der Bodenmechanik. Band IV: Anwendung der Bodenmechanik in der Praxis. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1976.
9. Чугаев Р.Р. Расчеты устойчивости инженерных сооружений на сдвиг // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1971. т. 96.
10. Чугаев Р. Р. Единый принцип установления коэффициента запаса устойчивости инженерных сооружений на сдвиг // Гидротехническое строительство. 1970. №8.
11. Huang Y. H. Stability coefficients for sidehill benches // Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1977. Vol. 103. №5. Pp. 467-481.
12. 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.
13. Можевитинов А.Л., Кузьмин С.А., Попов А.Ф. Расчет устойчивости сооружений на сдвиг эксцентричной силой // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1971. т. 95.
14. СП 23.13330.2011 Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений. М.: Минрегионразвития РФ, 2011. 111 с.
15. Проектирование оснований гидротехнических сооружений. (Пособие к СНиП II-16-76) / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Л., 1984.
16. Бухарцев В.Н., Ву Мань Хуан. Оценка устойчивости бетонных сооружений на нескальном основании против сдвига с поворотом // Приволжский научный журнал. 2012. №3. С. 34-41.
17. Бухарцев В.Н., Ву Мань Хуан. Оценка устойчивости эксцентрично нагруженных бетонных сооружений на нескальном основании // Кафедра СКМ, 75 лет на факультете. Сборник материалов научно-технического семинара. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та. С. 45-51.
18. Липовецкая Т.Ф. Экспериментальные исследования распределения нормальных напряжений в подошве жестких фундаментов на мягких грунтах. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л.: Госэнергоиздат, 1962. Вып. III. С. 22-51.

* Владимир Николаевич Бухарцев, Санкт-Петербург, Россия

Тел.: +7(812) 297-59-88; эл. почта: gts.bu@cef.spbstu.ru

© Бухарцев В.Н., Ву Мань Хуан, 2013

doi: 10.5862/MCE.36.7

Stability assessment of concrete structures on not bedrock foundation

**V.N. Buhartsev;
Vu Manh Huan,**

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

Key words

stability of concrete structures; limit state design; Coulomb criterion; shift with rotation; the equilibrium conditions; the distribution of normal stresses

Abstract

Shift stability assessment of concrete structures is the main task in the design. In addition to the linearly sliding shift in the plane of the structure foot there is often a danger of loss of stability of the construction according to the rotational shift. To assess the stability of the construction according to this scheme a design procedure was developed, using a limit equilibrium procedure.

The proposed methodology is based on the exact analytical formula for the elements of the flat foot of structure of rectangular and triangular forms and subsequent synthesis of these solutions for the construction with foot of any form.

For structures with an arbitrary foot shape the linear distribution of normal stresses on the plane of the foot is used. In the study we used the solution, based on nonlinear law of distribution of normal stresses used for structures with the rectangular foot.

References

1. Veller M.A. *Ustoychivost plotin na neskalnykh osnovaniyakh* [Stability of dams on not bedrock foundations]. Moscow-Leningrad: ONTI, 1935. 184 p. (rus)
2. Gorbunov-Posadov M.I. *Ustoychivost fundamentov na peschanom osnovanii* [Stability of foundations on sand base]. Moscow: Gosstroyizdat, 1962. 96 p. (rus)
3. Evdokimov P.D. *Ustoychivost gidrotekhnicheskikh sooruzheniy i prochnost ikh osnovaniy* [Sustainability of hydraulic structures and strength of their bases]. Moscow-Leningrad: Energiya, 1966. 130 p. (rus)
4. Chen Y., Zhang L., Yang G., Dong Y., Chen J. Anti-sliding stability of a gravity dam on complicated foundation with multiple structural planes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2012. Vol. 55. Pp. 151-156.
5. Bretas E.M., Léger P., Lemos J.V. 3D stability analysis of gravity dams on sloped rock foundations using the limit equilibrium method. *Computers and Geotechnics*. 2012. Vol. 44. Pp. 147-156.
6. Teng-fei B., Miao Xu, Lan C. Stability Analysis of Concrete Gravity Dam Foundation Based on Catastrophe Model of Plastic Strain Energy *Procedia Engineering*. 2012. Vol. 28. Pp. 825-830.
7. Wei Z., Xiaolin C., Chuangbing Z., Xinghong L. Failure analysis of high-concrete gravity dam based on strength reserve factor method. *Computers and Geotechnics*. 2008. Vol. 35. Issue 4. Pp. 627-636.
8. Kezdi. A. *Handbuch der Bodenmechanik. Band IV Anwendung der Bodenmechanik in der Praxis*. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1976.
9. Chugaev R.R. *Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneyeva*. 1971. Vol. 96. No. 8. (rus)
10. Chugaev R.R. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 1970. No. 8. (rus)
11. Huang Y. H. Stability coefficients for sidehill benches. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1977. Vol. 103. No. 5. Pp. 467-481.
12. Buhartsev V.N., Mozhevitinov A.L. *Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneyeva*. 1977. Vol. 117. Pp. 14-18. (rus)
13. Mozhevitinov A.L., Kuzmin S.A., Popov A.F. *Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneyeva*. 1971. Vol. 95.
14. *SP 23.13330.2011 Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP 2.02.02-85 Osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzheniy* [Actualized edition SNIP 2.02.02-85 Foundations of hydraulic structures]. Moscow: Minregionrazvitiya RF, 2011. 111 p. (rus)

15. *Proyektirovaniye osnovaniy gidrotekhnicheskikh sooruzheniy. (Posobiye k SNiP II-16-76)* [Foundation design of hydraulic structures. (Manual to SNiP II-16-76)]. Leningrad: VNIIG. B.E. Vedeneeva, 1984.
16. Bukhartsev V.N., Vu Man Huan. *Privolzhskiy nauchnyy zhurnal*. 2012. No. 3. Pp. 34 - 41. (rus)
17. Bukhartsev V.N., Vu Man Huan. *Kafedra SKiM, 75 let na fakultete. Sbornik materialov nauchno-tekhnicheskogo seminara [Department of SKiM, 75 years in the faculty. Collection of materials of science and technology seminar]*. Saint-Petersburg: Izd-vo Politekh. un-ta. Pp. 45-51. (rus)
18. Lipovetskaya T.F. *Trudy koordinatsionnykh soveshchaniy po gidrotekhnike* [Transaction of coordinating meetings on hydraulic engineering]. Vol. III. Leningrad: Gosenergoizdat, 1962. Pp. 22 - 51. (rus)

Full text of this article in English: pp. 57-64