

ВЫВОДЫ

1. В результате анализа напряженного состояния закольматированного каркасно-стержневого фильтра с проволоочной навивкой от действия сил давления предложено рассматривать III стадии его работы: I – стадия появления несквозных трещин; II – стадия образования сквозных трещин с шириной раскрытия, достаточной для обеспечения водопроницаемости; III – стадия разрушения водоприемной поверхности фильтра.

2. Получены выражения для расчета величин предельных давлений p_I , p_{II} , p_{III} для начала каждой стадии.

3. Рассмотрен пример, показывающий, что с целью упрощения расчетов, первое предельное давление p_I можно определять по формулам для центрального растяжения силой N_p с погрешностью не более 10 %.

4. Полученные сравнительно небольшие значения давления p_I указывают на то, что

сцементированная гравийная обсыпка плохо сопротивляется растягивающим напряжениям и основную роль при расчете давления p_{II} имеют характеристики водоприемной поверхности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ивашечкин В. В., Козлов Д. А., Сабадах Б. В. Использование водорода в качестве энергоносителя в аппаратах для очистки фильтровых труб скважин // Энергетика... (Изв. высш. учеб. заведений). – 1984. – № 10. – С. 118–122.
2. Гаврилко В. М., Алексеев В. С. Фильтры буровых скважин. – М.: Недра, 1985. – 334 с.
3. Кочетов В. Т., Павленко А. Д., Кочетов М. В. Сопротивление материалов. – Ростов-на-Дону: Феникс, 2001. – 366 с.
4. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.
6. ГОСТ 14964–79. Проволока для сеток. – М.: Изд-во стандартов, 1980.

УДК 624.151.5.001.4

УСТОЙЧИВОСТЬ И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОСНОВАНИЯ ЛЕНТОЧНЫХ МЕЛКОЗАГЛУБЛЕННЫХ ЩЕЛЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Инж. БАННИКОВ Д. Н.

*Научно-исследовательское и экспериментально-проектное унитарное
предприятие «Институт БелНИИС»*

Известно, что в фундаментах мелкого заложения, рассчитанных на благополучные грунтовые условия, несущая способность основания и прочность материала фундамента используются не полностью. Один из путей, позволяющих устранить недостатки фундаментов мелкого заложения, – применение щелевых фундаментов мелкого заложения, представляющего узкие щели, прорезанные в связном грунте и заполненные монолитным бетоном. Сверху они объединяются ростверком, образуя П-образное сечение. Эксплуатация ряда зданий с щелевыми фундаментами свидетельствует об их надежно-

сти и долговечности при высокой эффективности.

В данной статье рассматриваются основания, сложенные грунтами, обладающими внутренним трением и сцеплением, под фундаментами, имеющими относительное заглубление (d/b) в пределах от 0,5 до 2,0.

При модельных испытаниях щелевых фундаментов установлено, что поверхности скольжения достигают плоскости на уровне подошвы фундамента под углом к горизонтальной поверхности $\alpha = 90^\circ - \varphi$. Они сохраняют этот наклон на большей части высоты слоя d , и

только при подходе к поверхности грунта происходит изменение угла до значения $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$. В данном случае достигается давление, при котором имеет место выпирание грунта.

При приложении к щелевым фундаментам такой нагрузки, когда зоны пластических деформаций под подошвой фундамента смыкаются, наступает процесс разрушения основания в виде смещения некоторой части массива грунта по поверхностям скольжения, имеющим S-образное очертание [1]. Линии пересечения этих поверхностей с вертикальной плоскостью образуют кривые скольжения первого или второго рода. Такое состояние грунта описывается следующими уравнениями:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \gamma; \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0; \quad (1)$$

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi, \quad (2)$$

где γ – удельный вес грунта; c – удельная сила сцепления грунта; φ – угол внутреннего трения грунта; σ_x , σ_y , τ_{xy} – нормальные и касательные напряжения.

Определение предельной нагрузки по (1) и (2) возможно, если известны кривые скольжения и область предельного состояния грунта. Исходя из этого В. В. Соколовским предложена следующая система уравнений:

- для первого семейства линий скольжения

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} + \operatorname{tg}(\theta + \mu) \frac{\partial \xi}{\partial y} = a; \quad (3)$$

- для второго семейства линий скольжения

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} - \operatorname{tg}(\theta - \mu) \frac{\partial \eta}{\partial y} = b. \quad (4)$$

Здесь

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} + \theta \quad \text{или} \quad \sigma = \sigma_0 e^{(\xi + \eta) \operatorname{tg} \varphi}; \\ \eta &= \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} + \theta; \quad \theta = \frac{\xi - \eta}{2}; \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c \operatorname{ctg} \varphi = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + c \operatorname{ctg} \varphi; \quad (6)$$

$$a = \frac{-\gamma \sin(\theta - \mu)}{2 \sigma \sin \varphi \cos(\theta + \mu)}; \quad (7)$$

$$b = \frac{\gamma \sin(\theta + \mu)}{2 \sigma \sin \varphi \cos(\theta - \mu)}; \quad (8)$$

θ – угол, составляемый большим главным напряжением в данной точке σ_1 с осью x (рис. 1, 2); $\mu = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ – угол, определяющий положение линий скольжения в рассматриваемой точке (рис. 2); σ_0 – произвольная постоянная, имеющая размерность напряжения, которая может быть выбрана равной, например, 1 кПа.

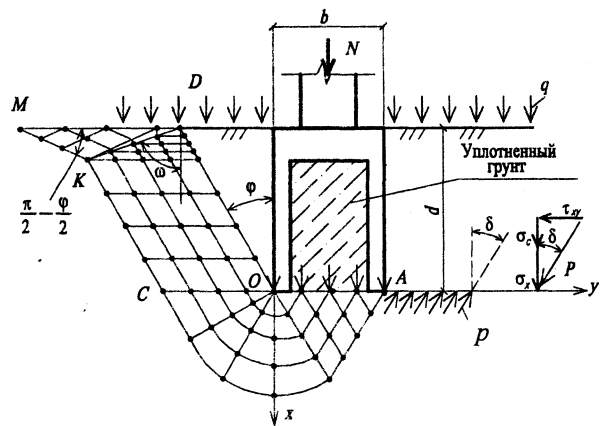


Рис. 1. Расчетная схема

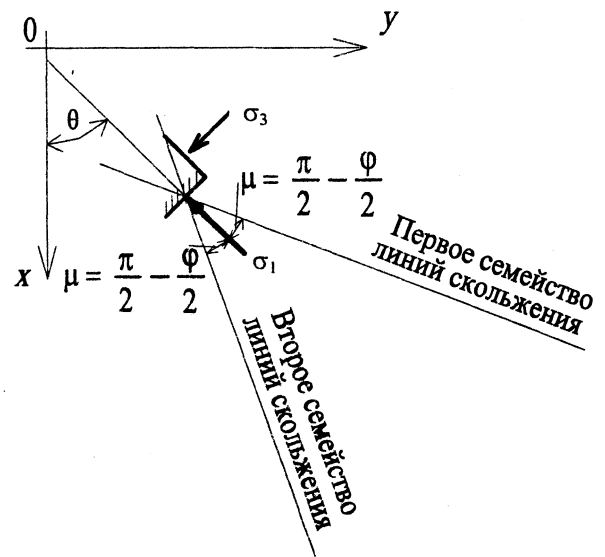


Рис. 2. Ориентация площадок скольжения в глинистых грунтах

Определение предельной нагрузки и очертания линий скольжения производили из (3), (4) при следующих граничных условиях (рис. 1):

1. На поверхности грунта по линии DM
 $\theta = \frac{\pi}{2}$.

2. На участке OC при $x = 0$ и $y \leq 0$ параметр напряжения σ и угол θ определяли по формуле

$$\sigma = \lambda(q + \sigma_c) + \frac{\gamma d}{\cos^2 \varphi} - \gamma(y - d \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{ctg} \omega \frac{1 - \lambda \cos^2 \varphi}{\cos^2 \varphi}, \quad (9)$$

где

$$\sigma_c = c \operatorname{ctg} \varphi; \quad (10)$$

$$\lambda = \frac{[\sin \varphi \cos \theta + \sqrt{1 - \sin^2 \varphi \sin^2 \theta}]^2}{\cos^2 \varphi (1 - \sin \varphi)}; \quad (11)$$

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{\sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta + \cos^2 \varphi} - \operatorname{ctg} \theta}{1 - \sin \varphi}; \quad (12)$$

$$\theta = \frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}. \quad (13)$$

Выражение (9) получено с учетом наличия сил связности в грунтах по методике [1], разработанной для сыпучих грунтов. При этом в основу было положено то, что в пределах глубины заложения щелевого фундамента существуют две области предельного состояния, которые разделяются линией разрыва DK , имеющей вид

$$y = x \operatorname{tg} \omega + d(\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \omega). \quad (14)$$

Выше этой прямой линии скольжения представляют наклонные к оси OY под углом $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, ниже – линии скольжения второго семейства становятся параллельными оси OY , а первого – прямые наклонные к вертикали под углом φ . Учитывая это, уравнения предельного

равновесия (3) для области $OCKD$ принимали в виде выражений:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} - \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{\gamma}{\cos^2 \varphi}; \quad \frac{\partial \sigma}{\partial y} = 0.$$

Параметры предельного напряженного состояния $\theta_{0,k}$, $\sigma_{0,k}$, $\xi_{0,k}$ и $\eta_{0,k}$ в окрестности особой точки O принимали следующими (рис. 3):

$$\theta_{0,k} - \text{изменяющиеся от } \theta = \frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2} \text{ до } \theta = 0$$

по линейной зависимости вида $\theta_{0,k} = \theta_0 - \frac{\theta_0}{n}k$;

$$\sigma_{0,k} = \sigma_0 \exp \left[\left(\frac{3}{2}\pi - \varphi - 2\frac{\theta_0}{n}k \right) \operatorname{tg} \varphi \right],$$

где n – число частей, на которые разбивался угол θ ; k – порядковые номера точек, полученные при делении угла θ (0, 1, 2, 3 и т. д.).

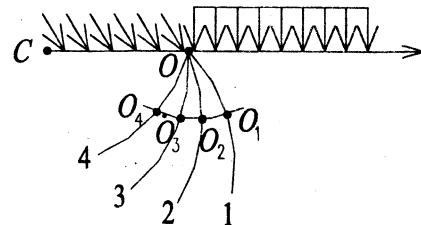


Рис. 3. Линии скольжения в особой точке O :
 1...4 – первого семейства; $O_1 \dots O_5$ – второго семейства

3. Под подошвой фундамента на участке OA (рис. 1) граничные значения были равны: $\theta = 0$; $\eta = \xi$ при $x = 0$ и $y \geq 0$.

4. Среднее значение предельной нагрузки вычисляли по полученным значениям σ в точках на уровне подошвы фундамента по формуле

$$p_{\text{пр}} = \frac{\sigma_{(\text{при } y=0)} + \sigma_{(\text{при } y=b)}}{2} (1 + \sin \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi.$$

По разработанной методике составлена программа для определения предельной нагрузки. Результаты контрольного счета представлены в табл. 1 для следующих исходных данных:

$b = 1 \text{ м}; d = 0,5 \dots 2,0 \text{ м}; \gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \varphi = 25^\circ;$
 $c = 20 \text{ кПа}; q = 0.$

Таблица 1

Значения предельной нагрузки основания $p_{пр}$
 щелевого фундамента

Относительная глубина зало- жения фунда- мента	Предельная вертикальная нагрузка на ос- нование $p_{пр}$, кПа		
	По предлагаемой методике	По СНиП 2.02.01–83	Процент различия
0,5	676,6	615,98	9,8
1,0	805,86	711,94	13,2
1,5	935,3	807,9	15,77
2,0	1071,4	903,86	18,54

ВЫВОДЫ

Предлагаемая методика определения несущей способности основания щелевых фундаментов повышает достоверность получаемых численных результатов за счет учета сил сопротивления связных грунтов сдвигу в пределах глубины d .

Значения предельной нагрузки на основания под щелевыми фундаментами, рассчитанные по предлагаемой методике, больше на 9,8...18,54 %, чем по СНиП 2.02.01–83, и увеличиваются с ростом величины d для указанных выше исходных данных.

ЛИТЕРАТУРА

1. Березанцев В. Г. Расчет прочности оснований сооружений. – Л.: Госстройиздат, 1960. – 208 с.
2. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. – М.: Гос. изд-во. физ.-мат. лит., 1960. – 244 с.
3. Банников Д. Н. Экспериментальные исследования работы щелевых фундаментов в натуральных условиях // Материалы II белорусского конгресса по теоретической и прикладной механике. – Мн., 1999 – С. 270.
4. Банников Д. Н. Напряженно-деформированное состояние основания щелевых фундаментов // Материалы междунар. 53-й науч.-техн. конф. профессоров, преподавателей, научных работников и аспирантов / БГПА. – Мн., 1999. – С. 5.
5. Банников Д. Н. Осадки монолитных щелевых фундаментов // Рациональные конструктивно-технологические решения фундаментов из монолитного бетона: Тез. докл. науч.-практ. семинара, Минск, 28 янв. 1999 г. / Научно-исследовательский и проектно-технологический институт стройиндустрии. – Мн., 1999. – С. 27.

УДК 631.432.3:631.826

ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КОМПОЗИЦИЙ ПЕСКА И САПРОПЕЛЯ

БОРОВИКОВ А. А.

Белорусская государственная сельскохозяйственная академия

При строительстве противофильтрационных завес способом «стена в грунте» используются различные заполнители: твердеющие (бетон, железобетон, асфальтобетон, шлакобетон, глиноцементные и другие смеси) и нетвердеющие (полимерные материалы, комовая глина, различные глиногрунтовые композиции). Выбор того или иного материала основывается на требуемых параметрах противофильтрационной завесы (прочности, пластичности, фильтрационных свойств), его наличии вблизи места строительства, затратах труда на устройство завесы, стоимости материала завесы и др.

В ранее выполненных работах кафедры ГТС и водоснабжения показана возможность использования отложений озер – сапропеля при возведении противофильтрационных завес способом «стена в грунте» как дешевая альтернатива из нетвердеющих заполнителей.

Материал такой завесы должен иметь низкую водопроницаемость и обладать стойкостью к возможным фильтрационным деформациям. Нами проведены исследования с целью изучения фильтрационных деформаций песчано-сапропелевых составов.

Для противофильтрационных завес, возво-