

**ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ СТУДЕНТОВ
СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ПРОМЫШЛЕННОЕ
И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»**

(г. Минск, БНТУ — 24.05.2011)

УДК 624.15

**ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ В СООТВЕТСТВИИ С ТРЕБОВАНИЯМ
EUROCODE 7 И НАЦИОНАЛЬНЫХ НОРМ**

ИГНАТОВ С.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

1. Существующие методы определения прочности грунта

Существующие методы определения предельной прочности грунтового основания делятся на две основные группы. К первой группе относятся методы, основанные на применении теории линейно деформированной среды и поверхностей скольжения простейших форм; ко второй группе относятся методы, базирующиеся на использовании теории предельного напряженного состояния грунтов.

Теория линейно деформированной среды и поверхностей скольжения простейших форм получила широкое распространение при проектировании оснований по II группе (по деформациям) в странах СНГ.

Методика определения расчетного сопротивления оснований в соответствии с этой теорией базируется на следующих допущениях:

- при незначительном объеме зон пластических деформаций используется закономерность распределения напряжений линейно-деформируемого полупространства;
- допускается незначительное возникновение и развитие зон пластических деформаций;
- распределение напряжений от собственного веса грунта принимается по геостатическому закону (рис. 1).

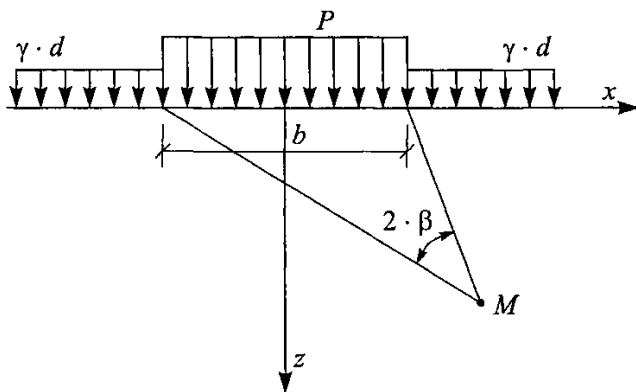


Рис. 1. Расчетная схема определения расчетного сопротивления оснований по национальным нормам

Главные напряжения в любой точке основания с учетом напряжений от собственного веса грунта вычисляются по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma \cdot (d + z);$$

$$\sigma_2 = \frac{P - \gamma \cdot d}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma \cdot (d + z).$$

Для получения уравнения линий, описывающих области предельного равновесия, необходимо полученные значения напряжений подставить в условие предельного равновесия:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c$$

При принятой глубине развития зон пластических деформаций воспринимаемое грунтом давление P определяется:

$$p = \frac{\pi \cdot \gamma}{ctg\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + d + \frac{c}{\gamma} ctg\varphi \right) + \gamma \cdot d$$

Преобразовав, получим:

$$p = M_{\gamma} b \cdot \gamma + M_q \cdot \gamma \cdot d + M_c \cdot c$$

Давление P увеличенное в $\gamma_1 \cdot \gamma_2 / k$ принято называть расчетным сопротивлением основания:

$$R = \frac{\gamma_1 \cdot \gamma_2}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

Введение этих коэффициентов может привести к увеличению R почти в 2 раза. При изменении допустимой глубины развития зон пластических деформаций в случае гибких фундаментов пропорционально изменяется только коэффициент M_{γ} , а коэффициенты M_q , M_c остаются постоянными. Следовательно, изменение R может быть достигнуто только значительным увеличением коэффициента M_{γ} . Поэтому следует говорить об условиях определения не R , а коэффициента M_{γ} , который фактически вычислен при допустимой глубине развития зон пластических деформаций $z_{\max} = 0,25m$.

Данная методика определения расчетного сопротивления разработана для ленточных центрально нагруженных гибких фундаментов, расположенных на поверхности грунта и не учитывает:

- внецентренности приложения нагрузки и жесткости фундаментов,
- формы подошвы фундаментов (квадрат, круг, кольцо, прямоугольник, прерывистые фундаменты, фундаменты с угловыми вырезами),

- одновременного воздействия горизонтальных и вертикальных нагрузок (подпорные стенки, стены подвалов, каркасные здания и т.д.),

- взаимное влияние фундаментов в местах пересечения стен, в местах устройства осадочных швов и при наличии вблизи фундаментов складываемых материалов.

Основоположителем методов определения предельной прочности оснований на основании предельного напряженного состояния грунтов является К.Кулон (1773). Кулон разработал, доказал свой закон о взаимосвязи нормальных и касательных напряжений и применил его для определения давления грунта на ограждение, при принятом допущении о существовании плоской поверхности скольжения. В дальнейшем В. Ренкин разработал теорию сопряженных напряжений и ввел понятие «поверхность скольжения». М.И. Горбунов-Посадов решил задачу о прочности песчаного грунта под жестким штампом и определил границы упругой и пластической частей уплотненного ядра под штампом, а также выделил зону предельного состояния грунта основания.

К. Терцаги в своих исследованиях по определению несущей способности грунтов оснований учитывал уплотненное ядро и поверхности скольжения для невесомой среды (рис. 2)

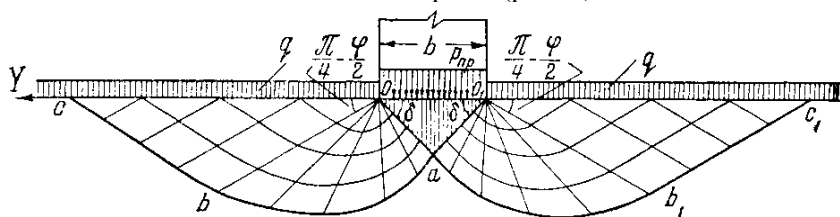


Рис. 2. Расчетная схема сдвига грунта в теории предельного напряженного состояния грунта

Формула для определения предельного вертикального симметричного давления в условиях плоской задачи имеет вид:

$$Q_0 = 2P_p \cos(\psi - \varphi) + 2\bar{A}\bar{B}c \sin \psi = 2P_p \cos(\psi - \varphi) + bc \cdot \operatorname{tg} \psi$$

Сопротивление грунта равняется сопротивлению движения клина под разрушающей нагрузкой от фундамента Q и включает в себя равнодействующие пассивного сопротивления грунта P_p и сцепления c , действующие вдоль поверхности клина AB при его движении. Равнодействующая пассивного давления образует угол φ с нормалью к поверхности клина [1].

Равнодействующая пассивного давления земли P_p может быть разделена на три составляющие: 1) вызванная весом зоны сдвига $ABEC$ ($P_{p\gamma}$); 2) вызванная сцеплением c в грунте (P_{pc}); 3) создаваемая пригрузкой (P_{pq}). Эта пригрузка q представляет собой направленное книзу давление, создаваемое грунтом выше отметки основания. Эти компоненты пассивного давления рассчитываются раздельно, затем суммируются для получения общей несущей способности.

$$Q_0 = 2(P_{p\gamma} + P_{pc} + P_{pq}) \cos(\psi - \varphi) + bctg\psi$$

$$q_0 = \frac{2P_{p\gamma}}{b} \cos(\psi - \varphi) + \left[\frac{P_{pc} \cos(\psi - \varphi)}{b} + c \cdot tg\psi \right] + \frac{2P_{pq}}{b} \cos(\psi - \varphi)$$

Каждая из компонент представляет собой функцию угла внутреннего трения и геометрии зоны разрушения, характеризуемой величинами b и ψ .

Терцаги определяет несущую способность при условии, что подошва фундамента шероховатая, поэтому горизонтальное смещение грунта по плоскости контакта исключается и грунт ведет себя так, как будто он является частью фундамента. При этом вертикальная нагрузка передается непосредственно через клин на расположенный ниже грунт, и угол клина с горизонталью ψ может быть принят равным φ . Зоны сдвигов принимаются простирающимися вверх до уровня подошвы фундамента, а пригрузка создает давление q на сдвигаемые зоны.

Методика определения несущей способности грунтов оснований в соответствии с теорией К.Терцаги получило повсеместное распространение в европейской геотехнической практике, в национальных нормах, которые своими корнями уходят в практику проектирования оснований и фундаментов СССР, данная методика от-

разилась при расчете оснований плитных фундаментов по I группе предельных состояний.

В национальных нормах предельное сопротивление основания, сложенного не скальными грунтами в стабилизированном состоянии определяется по формуле Соколовского В.В. и Березанцева В.Г.:

$$\Phi_v = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma'_1 d + N_c \xi_c c_1),$$

В европейской практике проектирования формула К. Терцаги получила дальнейшее развитие и произошло ее разделение для грунтов способных и не способных дренировать воду.

2. Расчет оснований плитных фундаментов в соответствии с требованиями EuroCode 7.

В ТКП EN приведены две расчетные зависимости для определения несущей способности плитного фундамента [6]:

Условия без дренирования

$$R / A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q,$$

Условия с дренированием

$$R/A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,2\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma,$$

тут учтены коэффициенты для:

- наклона подошвы фундамента (b_c, b_q, b_γ);
- формы фундамента (s_c, s_q, s_γ);
- наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H (i_c, i_q, i_γ);

- несущей способности (N_q, N_c, N_γ);

Недостатком методики определения несущей способности по ТКП EN является то, что в расчетной формуле учтено наличие больших эксцентриситетов и возможности отрыва подошвы от грунта основания (рис. 3).

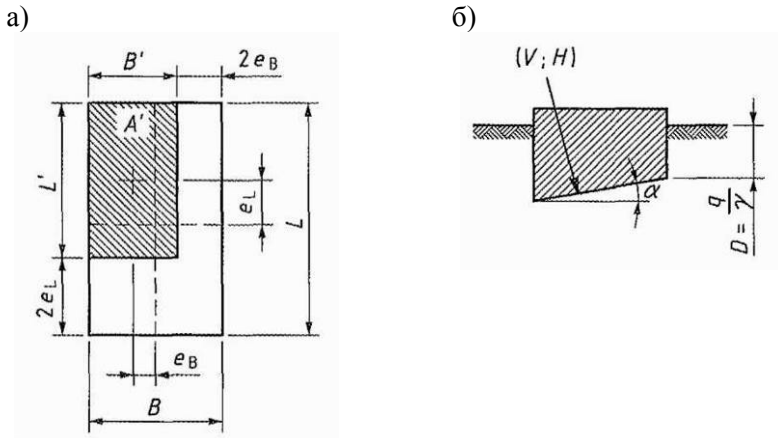


Рис. 3. Условные обозначения величин, применяемых при определении несущей способности грунта в соответствии с ТКП EN (а — план подошвы фундамента, б — разрез).

Необходимо отметить, что величина c_u в проектировании фундаментов мелкого заложения в национальной практике не встречается. В соответствии с EN 7 прочность грунта при недренированном сдвиге (c_u) следует определять по лабораторным испытаниям или в зависимости от расчетных значений характеристик дренированного сдвига ϕ и c_1

В нашем случае прочность грунта при недренированном сдвиге, определим по формуле:

$$c_u = c \frac{\cos \phi}{1 - 1/3 \sin \phi} + \sigma_0 \frac{\sin \phi}{1 - 1/3 \sin \phi},$$

$$\text{где } \sigma_0 = \frac{1}{3} (\sigma_{z,ep} + 2\sigma_{x,ep});$$

$$\sigma_{z,ep} = \sum \gamma_{ep} \cdot z;$$

$$\sigma_{x,зр} = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{x,зр}$$

Коэффициент Пуассона ν , принимается равным:

0,30 — для супесей;

0,35 — для суглинков;

0,42 — для глин.

3. Пример расчета оснований плитных фундаментов по национальным нормам и ТКП EN

Нами был выполнен расчет оснований фундамента по I и II группам предельных состояний для одиночного, прямоугольного в плане, фундамента с размерами 1,8×2,4 м, расположенным в подвале и без подвала, согласно требованиям национальных норм, а также несущей способности грунта — по ТКП EN. Вертикальная нормативная нагрузка на уровне обреза фундамента — 1200 кН.

Грунтовые условия представлены песчаным грунтом средней плотности средней крупности со следующими нормативными характеристиками: $\gamma I = \gamma II = 19,5$ кН/м³, $\phi I = \phi II = 30^\circ$; и глинистым грунтом, с показателем текучести $IL = 0,1$, угол внутреннего трения $\phi I = \phi II = 20^\circ$; $\gamma = 20,0$ кН/м³, $c I = c II = 25$ кПа. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт, удельным весом $\gamma = 17,5$ кН/м³. Жесткая характеристика здания $L/H = 2,75$. Суммарная толщина пола — 200 мм.

Расчетные схемы приведены в таблице 1. Определение несущей способности грунтов в соответствии с требованиями национальных норм [4, 5] представлено в таблицах 2 и 3, а по ТКП EN [6] в таблицах 4 и 5.

Таблица 1 – Расчетные схемы

Вариант	Грунт в основании	
	песчаный	глинистый
Бесподвальный	<p>1</p> <p>Насыпной грунт: $\gamma = 17,5 \text{ кН/м}^3$</p> <p>Песок средний средней плотности: $\varphi = 30^\circ; \gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$</p>	<p>2</p> <p>Насыпной грунт: $\gamma = 17,5 \text{ кН/м}^3$</p> <p>Суглинок: $IL = 0,1; \varphi = 20^\circ$ $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3; c = 25 \text{ кПа}$</p>
С подвалом шириной 18 м. Расчет производится под среднюю колонну	<p>3</p> <p>Песок средний средней плотности: $\varphi = 30^\circ; \gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$</p>	<p>4</p> <p>Суглинок: $IL = 0,1; \varphi = 20^\circ$ $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3; c = 25 \text{ кПа}$</p>

Таблица 2 – Определение расчетного сопротивления грунта по национальным нормам (II группа предельных состояний)

Параметры в формуле	Значения параметров для фундаментов			
	Ф1	Ф2	Ф3	Ф4
γ_1	1,4	1,25	1,4	1,25
γ_2	1,3	1,05	1,3	1,05
k	1,0	1,0	1,0	1,0
$\varphi, ^\circ$	30	20	30	20
$M\gamma$	1,15	0,51	1,15	0,51
Mq	5,57	3,06	5,57	3,06
Mc	7,95	5,66	7,95	5,66
kz	1,0	1,0	1,0	1,0
b, м	1,8	1,8	1,8	1,8
$\gamma_{II}, \text{кН/м}^3$	19,5	20,0	19,5	20,0
d1, м	1,50	1,50	0,86	0,85
$\gamma'_{II}, \text{кН/м}^3$	17,5	17,5	17,5	17,5
db, м	0	0	2,0	2,0
cII, кПа	0	25,0	0	25,0
R, кПа	339,6	315,2	516,4	364,2
R*A, кН				

Таблица 3 – Расчет оснований фундаментов по несущей способности грунта по национальным нормам (I группа предельных состояний)

Параметры в формуле	Значения параметров для фундаментов			
	Ф1	Ф2	Ф3	Ф4
$\gamma_I, \text{кН/м}^3$	19,5	20,0	19,5	20,0
$\gamma'_I, \text{кН/м}^3$	17,5	17,5	17,5	17,5
d1, м	1,50	1,50	1,02	1,01
$\varphi, ^\circ$	30	20	30	20
cI, кПа	0	25,0	0	25,0
b, м	1,8	1,8	1,8	1,8
L, м	2,4	2,4	2,4	2,4
η	1,333	1,333	1,333	1,333
$N\gamma$	12,39	2,88	12,39	2,88
Nq	18,4	6,4	18,4	6,40
Nc	30,14	14,83	30,14	14,83
$\xi\gamma$	0,812	0,812	0,812	0,812
ξq	2,125	2,125	2,125	2,125
ξc	1,225	1,225	1,225	1,225
$\Phi v/bL, \text{кПа}$	1379,4	895,39	1051,02	778,8

Таблица 4 – Определение несущей способности глинистого грунта без возможности дренирования по ТКП EN

Параметры в формуле	Значения параметров для фундаментов	
	Ф2	Ф4
c_u , кПа	34,5	44,2
b_c	1,0	1,0
s_c	1,15	1,15
i_c	1,0	1,0
q , кПа	0,5	3,0
R/A	204,7	264,1

Таблица 5 – Определение сопротивлений песчаного и глинистого грунтов при возможности дренирования

Параметры в формуле	Значения параметров для фундаментов			
	Ф1	Ф2	Ф3	Ф4
c , кПа	0	25	0	25
Φ	300	200	300	200
Nq , м	18,4	6,4	18,4	6,4
Nc , м	30,14	14,83	30,14	14,83
$N\gamma$, м	20,09	3,93	20,09	3,93
A	00	00	00	00
$b_c = b_q = b_\gamma$, м	1,0	1,0	1,0	1,0
s_c	1,396	1,305	1,396	1,305
s_q	1,375	1,257	1,375	1,257
s_γ	0,888	0,923	0,888	0,923
$i_c = i_q = i_\gamma$	1,0	1,0	1,0	1,0
$q' = \gamma d$, кПа	26,25	26,25	57,75	57,75
γ , кН/м ³	20,0	20,0	20,0	20,0
R/A , кПа	985,1	721,22	1782,0	974,58

Необходимо отметить, что в приведенных расчетах несущая способность определена для достаточно прочных грунтов. Полученные результаты (таблица 6) свидетельствуют, что при расчете оснований по ТКП EN несущая способность глинистых грунтов оснований, без возможности дренирования, меньше расчетных сопротивлений грунта, получаемых по национальным нормам по II группе, а песчаных грунтов и длительная прочность глинистых грунтов при возможности дренирования, превышает значения, полученные по национальным нормам в 2,3...3,5 раза.

Значение прочности, полученное при расчете по I группе при сравнении с несущей способностью полученной по европейским нормам отличается как в большую, так и в меньшую сторону с интервалом значений 0,81 -1,7.

Таблица 6. Значения несущей способности грунта по ТКП EN и СНБ (кПа)

Фундаменты		Ф1	Ф2	Ф3	Ф4
Грунтовые условия основания		Песок средней средней прочности	Суглинок полу твердый	Песок средней средней прочности	Суглинок полутвердый
По ТКП EN	При возможности дренирования	985,1	724,2	1782,0	974,6
	Без дренирования	-	204,7	-	264,1
По СНБ	II группа	339,6	315,2	516,4	364,2
	I группа	1379,4	895,39	1051,02	778,8

ЛИТЕРАТУРА

1. Леонардс, Д.А. Основания и фундаменты / Д.А. Леонардс; пер. с англ. проф. М.Н. Гольдштейн. – М., 1968. – 504 с.
2. Терцаги, К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств / К. Терцаги; пер. с нем. А.А. Черкасов, П.С. Рубан, П.П. Смиринкин; под. ред. Н.М. Герсеванова. – Л.: НТКП ССР, 1933. – 392.
3. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений / А.В. Пилягин. – М.: Ассоциация строительных вузов, 2006. – 248 с.
4. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99.
5. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007
6. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила: ТКП EN 1997-1-2009 (02250) Еврокод 7.