

ГЛАВА 6

6. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Практика строительства свидетельствует о том, что невозможность эксплуатации зданий и сооружений может быть достигнута либо в результате значительных деформаций основания, либо при его разрушении.

В настоящем разделе рассмотрены вопросы определения **прочности и устойчивости** грунтовых оснований и массивов. Вопросы определения **деформаций основания** рассмотрены в разделе 7.

6.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. КРИТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ НА ОСНОВАНИЕ

При определенных условиях (значительные нагрузки на фундамент, большая крутизна откоса или склона и т. д.) происходит потеря устойчивости грунтового массива. Это обычно сопровождается разрушением взаимодействующих с ним сооружений.

Согласно существующим в настоящее время представлениям, разрушение грунта обусловлено формированием в его массиве **областей предельного равновесия**, в которых прочность грунта оказывается исчерпанной. Поэтому оценка устойчивости и прочности грунтовых массивов базируется на сопоставлении возникающих в них напряжений с их **предельными значениями**.

В механике грунтов различают такие **предельные значения напряжений** в основании (рис. 6.1).

1. **Структурную прочность** σ_{str} – такое давление под подошвой фундамента, до превышения которого деформации носят упругий характер и в основании не происходит разрушения межчастичных структурных связей.

2. **Начальное критическое давление** (иногда его называют **начальным критическим давлением**) $p^{н.к.}$ – такое давление под подошвой фундамента, до превышения которого в основании отсутствуют **области предельного равновесия**.

3. **Нормативное расчетное сопротивление основания** R^H – такое давление под подошвой фундамента, до превышения которого **области предельного равновесия** в основании распространяются на глубину не большую, чем $\frac{b}{4}$ ниже подошвы фундамента. Здесь b – ширина подошвы фундамента.

4. **Расчетное сопротивление основания** R – такое давление под подошвой фундамента, при превышении которого становится невозможным для расчета осадок использовать математический аппарат **теории линейного деформирования грунта**.

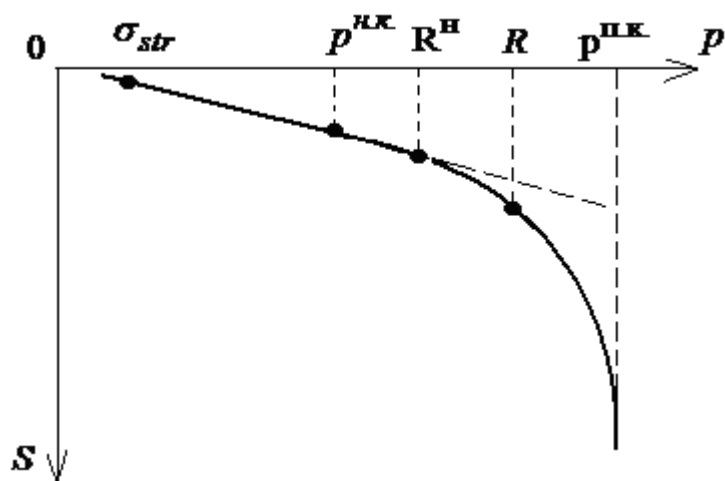


Рис. 6.1. Зависимость "конечная осадка– нагрузка" (схема): На рисунке приняты такие обозначения: S – осадка; p – среднее давление под подошвой фундамента; σ_{str} – структурная прочность; $p^{H.K.}$ – начальное критическое давление; R^H – нормативное расчетное сопротивление основания; R – расчетное сопротивление основания; $p^{П.К.}$ – предельная критическая нагрузка.

5 Предельная критическая нагрузка $p^{П.К.}$ – такое давление под подошвой фундамента, при достижении которого в основании образуются замкнутые области предельного равновесия (рис. 6.2) и происходит потеря основанием его устойчивости или, что одно и то же, **исчерпание его несущей способности.**

При определении **начальной критической нагрузки $p^{H.K.}$** , **нормативного расчетного сопротивления основания R^H** и **расчетного сопротивления основания R** , напряжения в основании рассчитывают в рамках модели упругой линейной изотропной среды (рис.6.3). При этом считают, что разрушение основания происходит в соответствии с законом прочности Мора- Кулона (см. раздел 3), а основание находится в условиях **плоской деформации.**

Начальную критическую нагрузку $p^{H.K.}$ определяют по формуле

$$p^{H.K.} = \frac{\pi \cdot (\gamma' \cdot d + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' \cdot d, \quad (6.1)$$

где d – глубина заложения подошвы фундамента; γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента; φ – угол внутреннего трения грунта; c – удельное сцепление.

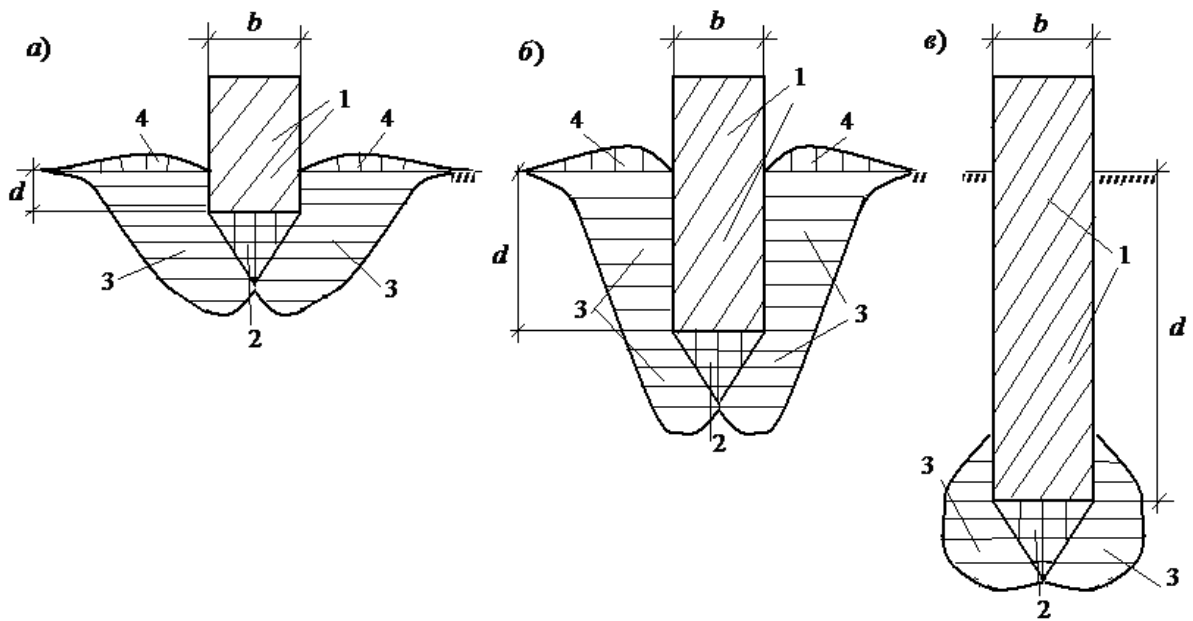


Рис. 6.2. Области предельного равновесия (схема): а– при относительной глубине заложения $\frac{d}{b} \leq \frac{1}{2}$; б– то же, при $\frac{1}{2} < \frac{d}{b} \leq 2$; в– то же, при $\frac{d}{b} > 2$. 1– фундамент; 2– уплотненное грунтовое ядро; 3– область предельного равновесия; 4– валы выпирания

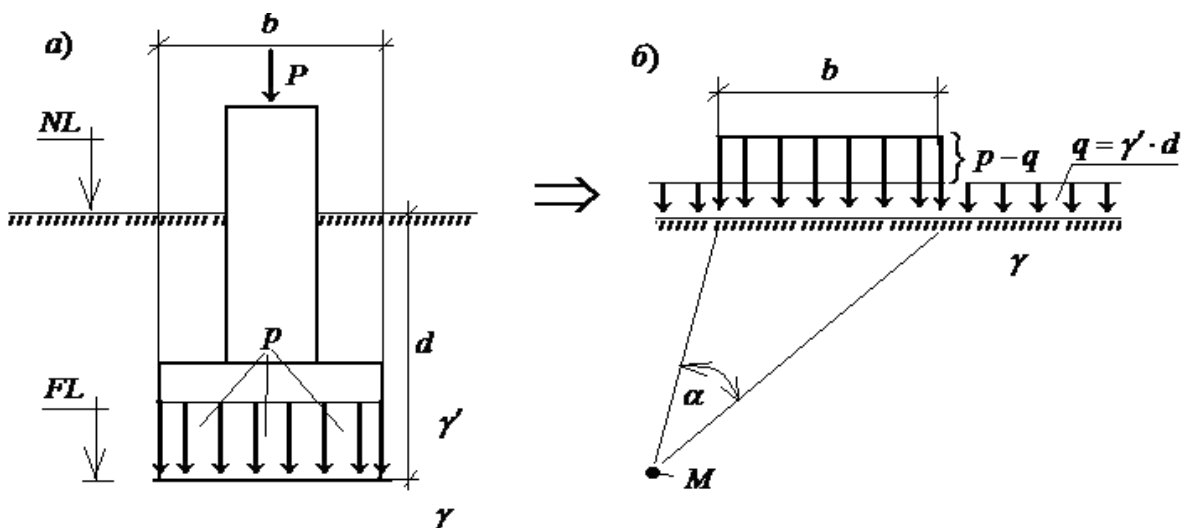


Рис. 6.3. К определению начального критического давления. а– фактическая схема; б– расчетная; M – точка, в которой определяются напряжения; γ – удельный вес грунта ниже подошвы фундамента; γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента; α – угол видимости; d – глубина заложения подошвы фундамента; b – его ширина

Нормативное расчетное сопротивление основания R^H определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} R^H &= M_\gamma \cdot b \cdot \gamma + M_q \cdot d \cdot \gamma' + M_c \cdot c; & M_\gamma &= \frac{\pi}{4(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2)}; \\ M_q &= \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + 1; & M_c &= \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}. \end{aligned} \right\} \quad (6.2)$$

где γ – удельный вес грунта ниже подошвы фундамента; γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента; α – угол видимости; d – глубина заложения подошвы фундамента; b – его ширина.

Для выполнения практических расчетов коэффициенты M_γ, M_q и M_c протабулированы (табл. 6.1).

Таблица 6.1. Коэффициенты M_γ, M_q и M_c .

Угол φ , градусы	Коэффициенты, д.ед.			Угол φ , градусы	Коэффициенты, д.ед.		
	M_γ	M_q	M_γ		M_γ	M_q	M_γ
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,88	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

При этом расчетное сопротивление основания R определяют по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot R^H, \quad (6.3)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} и k – эмпирические коэффициенты, зависящие от свойств грунтового основания и способа их определения, геометрии и жесткости сооружения, осадки которого рассчитываются.

При определении предельной критической нагрузки $p^{п.к.}$, полагают, что основание находится в состоянии плоской деформации. При этом поведение основания под нагрузкой описывается теорией предельного

равновесия (см. раздел 3), а разрушение основания происходит в соответствии с законом прочности Мора–Кулона.

При достижении давлением под подошвой фундамента значения **предельной критической нагрузки** $p^{п.к.}$, в основании формируются развитые **области предельного равновесия** (рис.6.2). Кроме того, при незначительных глубинах заложения подошвы фундамента также происходит **выдавливание грунта** на поверхность основания и образование **валов выпора** (см. рис. 6.2-а и б).

Предельную критическую нагрузку (см. схему на рис. 6.4) определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} p_u(x) &= N_\gamma \cdot x \cdot \gamma + N_q \cdot \gamma' \cdot d + N_c \cdot c; \\ p_t(x) &= p_u(x) \cdot \operatorname{tg} \delta; \quad p^{п.к.} = \sqrt{p_u^2(x) + p_t^2(x)}, \end{aligned} \right\} \quad (6.4)$$

где $p^{п.к.}$, $p_u(x)$ и $p_t(x)$ – соответственно предельная критическая нагрузка, ее вертикальная и горизонтальная составляющие; x – координата дневной поверхности основания, в которой они определяются; δ – угол наклона предельной критической нагрузки к горизонту (см. схему на рис. 6.4); N_γ, N_q и N_c – безразмерные коэффициенты, которые следует определять по таблице 6.2; γ – удельный вес грунта ниже подошвы фундамента; γ' – то же, выше подошвы фундамента; d – глубина заложения подошвы фундамента; φ и c – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

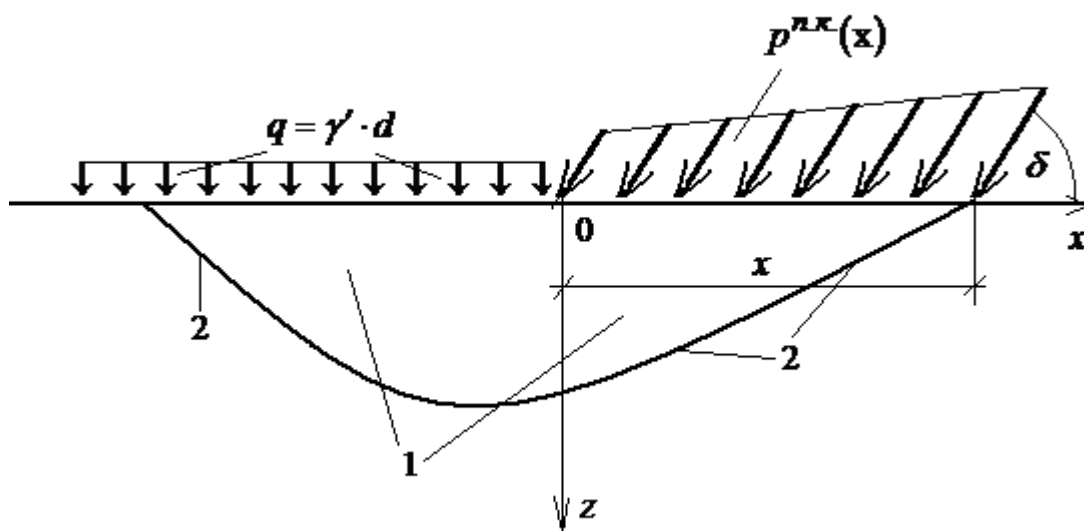


Рис. 6.4. К определению предельной критической нагрузки. 1–расчетная область; 2– линия скольжения; где $p^{п.к.}$, x , δ , γ , γ' и d – см. пояснения к формуле 6.4.

Таблица 6.2. Значения коэффициентов N_γ, N_q и N_c

φ, град	Коэффициенты	Коэффициенты N_γ, N_q, N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град. Равных							
		0	5	10	15	20	25	30	35
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	$\left. \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\} - \text{при } \delta=14,5$				
	N_q	3,94	3,45	2,84					
	N_c	10,98	9,13	6,88					
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	$\left. \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\} - \text{при } \delta=18,9$			
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64				
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26				
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	$\left. \begin{matrix} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{matrix} \right\} - \text{при } \delta=22,9$		
	N_q	10,66	9,17	7,56	6,13	4,58			
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68			
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	$\left. \begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right\} - \text{при } \delta=26,5$	
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67		
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09		
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	$\left. \begin{matrix} 1,60 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right\} - \text{при } \delta=29,8$	
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24		
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19		

Примечание. В фигурных скобках таблицы приведены коэффициенты N_γ, N_q и N_c , соответствующие указанным рядом значениям угла δ .

В заключение отметим, что из всех перечисленных выше характеристик несущая способность основания может быть установлена только лишь с использованием **предельной критической нагрузки** $p^{п.к.}$.

6.2. ПРАКТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ

В практике проектирования различают две основные **предельные** нагрузки на основание – **расчетное сопротивление грунта** R [кПа] и **предельное сопротивление основания** F_u [кН]. Эти нагрузки имеют такой физический смысл.

Если среднее давление под подошвой фундамента не превышает расчетного сопротивления грунта R , то считают, что автоматически выполняется постулат Н.А. Герсеванова о том, что диаграмма «осадка фундамента– нагрузка» имеет вид отрезка прямой линии. Поэтому расчетное сопротивление грунта R используется при выполнении расчетов по II группе предельных состояний.

Если действующая на фундамент нагрузка превысит предельное сопротивление основания F_u , то произойдет разрушение основания. Поэтому

практически всегда справедливо неравенство

$$R \cdot A \leq F_u, \quad (6.5)$$

где A - площадь подошвы фундамента. В этой связи предельное сопротивление основания F_u используется при выполнении расчетов по I группе предельных состояний.

Поскольку $R \cdot A \leq F_u$, для сложенных раздробленными грунтами оснований расчет по II группе предельных состояний (т.е. по деформациям) является основным. Однако в ряде случаев необходимо выполнять расчет и по I группе предельных состояний (т.е. по прочности и устойчивости). Такой расчет производится, когда схема работы основания существенно отличается от схемы, принятой при расчете основания по II группе предельных состояний.

Целью расчета по первой группе предельных состояний является обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, недопущение сдвига фундамента по подошве, его опрокидывания и выдергивания.

Действующие в настоящее время **нормативные документы требуют** выполнять расчет оснований фундамента **по несущей способности и определять их устойчивость** в таких случаях.

1. Если основание неоднородно в плане и по глубине.
2. Пригрузка основания с разных сторон фундамента неодинакова, причем ее максимальная величина превышает $0,5 \cdot R$.
3. Здание или сооружение расположено на склоне (откосе) или вблизи его.
4. В случае возможности возникновения нестабилизированного состояния основания.

Кроме того, **расчет оснований по несущей способности и определение их устойчивости** рекомендуется **выполнять в таких случаях.**

1. Если на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки.
2. Если основание сложено глинистыми водонасыщенными и биогенными грунтами, находящимися в нестабилизированном состоянии (при степени влажности $S_r > 0,85$, коэффициенте консолидации $c_v < 10^7$ см²/год и показателе текучести $I_L > 0,5$).
3. Если на фундамент действует выдергивающая нагрузка.
4. Если в основании имеется слой крутопадающих пластичных глинистых грунтов.
5. Если проектом предусмотрена возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундамента до обратной засыпки грунтом пазух котлованов.
6. Если основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований и фундамента в случаях, предусмотренных в пунктах 1 и 3, допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента (например, путем устройства затяжек в распорных конструкциях, жесткое крепление откоса и т.д.).

При расчете по I группе предельных состояний следует принимать **расчетные нагрузки** на фундамент.

При этом в качестве расчетных следует принимать свойства основания, определенные при доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ (т.е. c_I , φ_I и γ_I).

Если удельный вес грунта используется при определении удерживающих сил, то его расчетное значение следует определять по формуле

$$\gamma_I = \gamma^H / \gamma_g = \gamma^H \cdot (1 - \delta). \quad (6.6).$$

Если удельный вес грунта используется при определении сдвигающих сил, то его расчетное значение следует определять по формуле

$$\gamma_I = \gamma^H / \gamma_g = \gamma^H \cdot (1 + \delta). \quad (6.7).$$

Здесь γ^H – нормативное значение удельного веса, а $\gamma_g = 1/(1 \pm \delta)$ – коэффициент надежности по грунту.

Исходными данными при расчете оснований фундаментов являются:

– инженерно-геологическое строение основания, включая положение уровня подземных вод;

– расчетные значения физико-механических характеристик грунтов всех слоев основания (удельный вес γ' и γ соответственно выше и ниже подошвы фундамента, угол внутреннего трения φ , и удельное сцепление c);

– размеры подошвы фундамента: ширина b , длина L и глубина заложения d ;

– расчетные значения вертикального F_v и горизонтального F_h усилий, а также расчетное значение опрокидывающего момента M на уровне подошвы фундамента.

Целью расчетов по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

В общем случае расчет по несущей способности производится по формуле

$$F \leq \gamma_c \cdot F_u \cdot \gamma_n, \quad (6.8)$$

где F – расчетная нагрузка на основание; F_u – сила предельного сопротивления основания; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый: для песков (кроме пылеватых) равным 1,0; для песков пылеватых и глинистых грунтов в стабилизированном состоянии – 0,9; для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии – 0,85; для скальных грунтов неветрелых и слабоведрелых – 1,0; ветрелых – 0,9; сильно ветрелых – 0,8; γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружений, принимаемый для сооружений: I уровня ответственности, равным 1,2; II уровня – 1,15 и III уровня – 1,1 соответственно.

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента, а прямоугольного, квадратного и круглого – в направлении действия момента либо направления горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент.

При этом необходимо учитывать, что потеря устойчивости в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузок может иметь характер плоского сдвига по подошве или глубокого сдвига с захватом грунта основания. В некоторых случаях необходима проверка по обоим возможным вариантам разрушения.

Различают такие основные варианты расчета несущей способности оснований.

1. Для оснований, сложенных грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии.
2. Для оснований, сложенных грунтами, находящимися в нестабилизированном состоянии.
3. Для однослойных оснований.
4. Для двухслойных оснований.
5. Расчет по схеме плоского сдвига.
6. Расчет на выдергивающую нагрузку.
7. Расчет на опрокидывание.

Кроме того, различают **аналитические и графоаналитические** методы расчета.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания N_u , сложенного нескальными грунтами, в стабилизированном состоянии допускается определять по формуле (рис. 6.2)

$$N_u = b' \cdot L' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_I), \quad (6.9)$$

где $b' = b - 2 \cdot e_b$ и $L' = L - 2 \cdot e_L$ соответственно приведенные ширина и длина подошвы фундамента; e_b и e_L – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок в уровне подошвы фундамента (см. рис. 6.5); L и b – стороны подошвы фундамента, причем b – сторона фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания.

Коэффициенты N_γ , N_q , N_c принимаются по таблице 6.2 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_I и угла наклона равнодействующей всех нагрузок δ к горизонтальной плоскости. **Формулу (6.9) допускается применять при выполнении условия $tg(\delta) \leq \sin(\varphi)$.**

Коэффициенты ξ_γ , ξ_q и ξ_c определяются в зависимости от параметра $\eta = L/b$. При $\eta \leq 1$ $\eta = 1$; при $\eta > 5$ $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$, а во всех остальных случаях - $\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta$, $\xi_q = 1 + 1,5/\eta$, и $\xi_c = 1 + 0,3/\eta$.

При высоком положении уровня подземных вод значения удельного

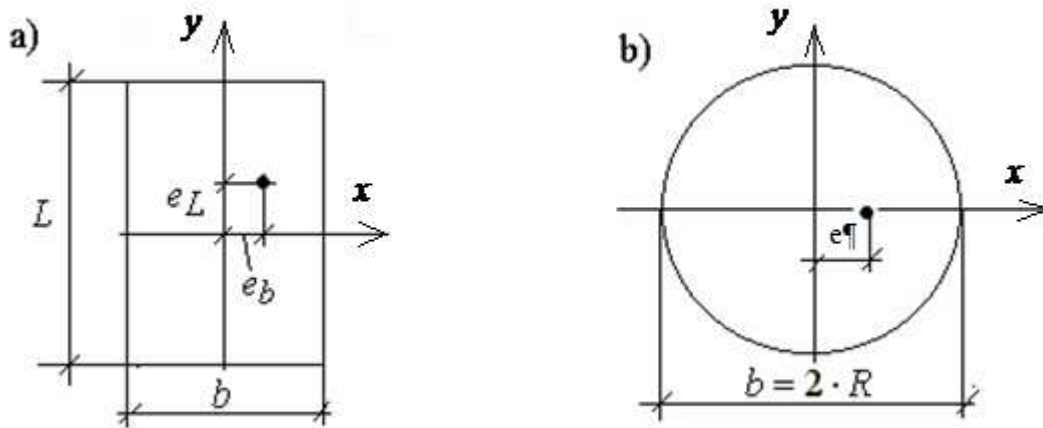


Рис. 6.5. К расчету основания по несущей способности

веса грунта в формуле (6.9) следует принимать с учетом взвешивающего действия воды.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания N_u , сложенного скальными грунтами, следует определять по формуле

$$N_u = b' \cdot L' \cdot R_c, \quad (6.10)$$

где R_c – прочность скального грунта на одноосное сжатие.

Расчет фундамента на плоский сдвиг (см. рис. 6.6) выполняется по формулам:

$$\begin{aligned} \sum F_{sa} &\leq \gamma_c \cdot \sum \frac{F_{sr}}{\gamma_n}; \\ \sum F_{sa} &= F_h + E_a; \\ \sum F_{sr} &= (F_v - WA) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + A_c + E_n. \end{aligned} \quad (6.11)$$

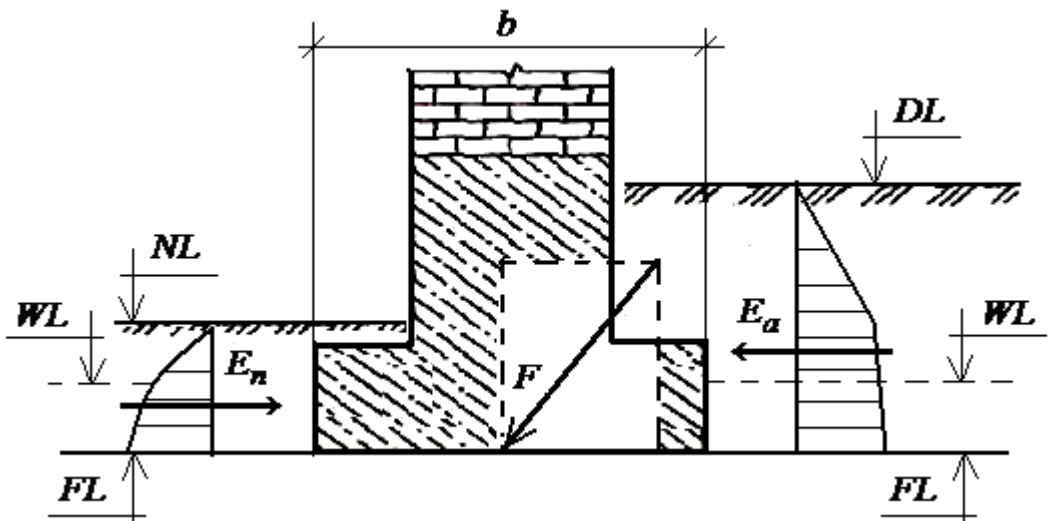


Рис. 6.6. К расчету фундамента на плоский сдвиг

Здесь $\sum F_{sa}$ и F_{sr} – соответственно суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сдвигающих и удерживающих сил; F_h и E_a – касательная и нормальная составляющие равнодействующей F в уровне подошвы фундамента; W – взвешивающее давление воды на подошву фундамента при высоком залегании уровня подземных вод; A – площадь подошвы фундамента; E_a и E_n – соответственно равнодействующие активного и пассивного давления грунта на фундамент. Определение этих сил будет рассмотрено далее (см. раздел, посвященный взаимодействию грунта с удерживающими сооружениями).

Расчет фундамента по схеме глубинного сдвига выполняется в том случае, когда заглубленная часть сооружения испытывает значительное давление грунта с внешней стороны здания. Потеря устойчивости в этом случае имеет форму поворота фундамента вокруг некоторого центра вращения (рис. 6.7). В этом случае проводятся расчеты устойчивости фундамента в предположении о кругло-цилиндрической поверхности скольжения. В качестве центра вращения принимается точка O , лежащая на краю верхнего обреза фундамента. Предполагается, что след поверхности скольжения в плоскости рисунка соответствует части окружности радиусом r , выходящей из точки, лежащей на противоположном краю подошвы фундамента, и заканчивающейся в точке пересечения ее с основанием.

Фундамент и прилегающий к нему грунт выше поверхности скольжения называются отсеком обрушения. Коэффициент устойчивости в этом случае определяется как отношение момента сил, удерживающих отсек обрушения M_{sr} к моменту опрокидывающих сил M_{sq} , который стремится повернуть этот отсек относительно центра вращения (точки O). Имеем:

$$K_{st} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}}. \quad (6.12)$$

В развернутом виде формула (6.12) имеет вид:

$$k_{st} = \frac{r \cdot [\sum b_i \cdot (p_i + \gamma_i \cdot h_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i \cdot \cos \alpha_i + \sum b_i \cdot c_i / \cos \alpha_i]}{\sum E_{aj} \cdot l_{aj} + F_v \cdot a + G \cdot a_0 + r \cdot \sum b_i \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i}, \quad (6.13)$$

где b_i и h_i – ширина и высота i -го элемента; γ_i – среднее значение удельного веса грунта в пределах i -того элемента; φ_i и c_i – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта по подошве i -го элемента; p_i – среднее давление, передаваемое фундаментом на грунт в пределах i -того элемента; α_i – угол наклона к горизонту хорды, соединяющей концы дуги по подошве между вертикалью и нормалью к подошве i -того элемента; E_{aj} – соответственно сил активного давления; и плечо; l_{aj} – плечо ее приложения; F_v – равнодействующая всех вертикальных

сил на уровне подошвы фундамента (за исключением его веса); a – плечо ее приложения; G – вес фундамента; a_0 – плечо приложения силы G ; r – радиус поверхности скольжения.

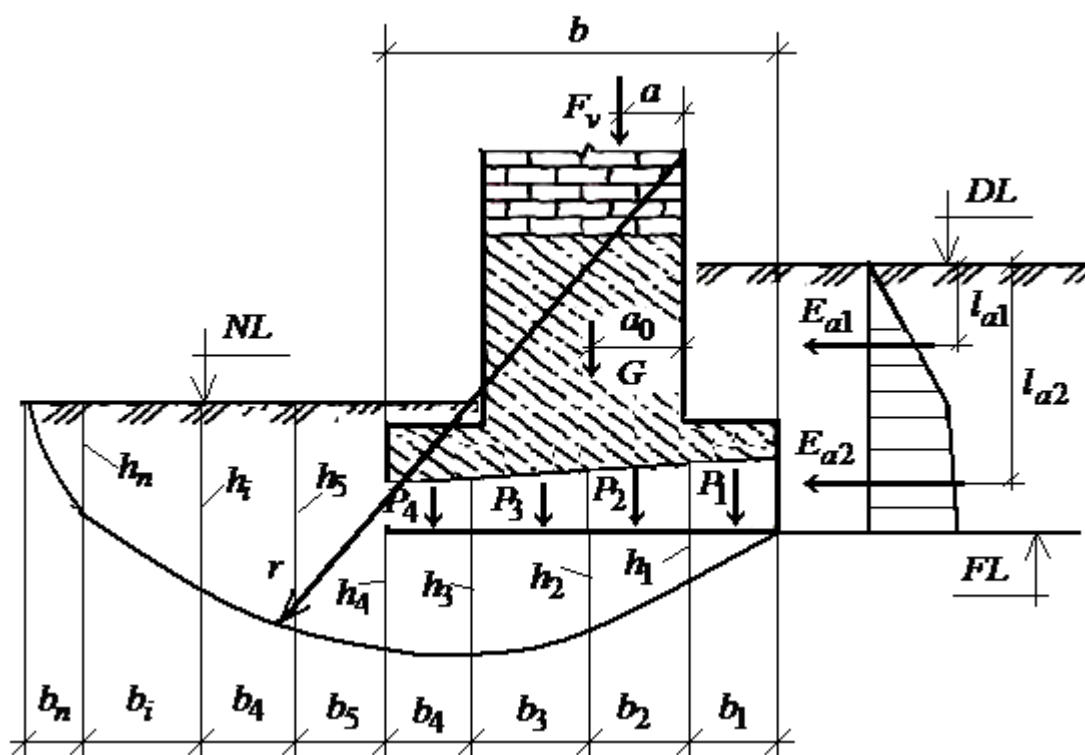


Рис. 6.7. К расчету фундамента по схеме глубинного сдвига по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения

При определении коэффициента устойчивости с использованием формулы (6.13) поступают так. Вначале радиусом r проводят дугу окружности так, чтобы она пересекала дневную поверхность. После этого ограниченную дугой окружности область разбивают на n вертикальных отсеков. Далее в пределах каждого из отсеков определяют угол наклона к горизонту хорды его подошвы, его вес, прочностные характеристики c и φ и т.д. После этого полученные таким образом данные подставляют в формулу (6.13) и выполняют расчет.

Расчет на опрокидывание. Этот вид расчета выполняется для безраспорных конструкций, имеющих достаточно большую высоту и нагруженных горизонтальными силами. К таким конструкциям относятся подпорные стены, высокие дымовые трубы, опоры линий электропередач и т.д. Устойчивость в этом случае определяется как отношение моментов удерживающих и опрокидывающих сил относительно условно принимаемого центра вращения:

$$k_{st} = M_{уд} / M_{опр} \quad (6.14)$$

Это отношение не должно быть меньше нормативного значения

коэффициента устойчивости k_{st}^H .

Необходимо отметить, что при выборе расчетных схем при проведении расчетов фундаментов на сдвиг и опрокидывание всегда следует учитывать конкретные грунтовые условия. Например, если в ниже подошвы фундамента залегает слой слабого грунта, следует проверить устойчивость на сдвиг по этому слою. При этом необходимо предусмотреть инженерные **мероприятия, направленные на увеличение несущей способности оснований**. Наиболее распространенными из них являются:

- изменение площади подошвы фундаментов в плане и глубины их заложения (в этом случае стремятся уменьшить давление под их подошвой и использовать в качестве несущего слой прочного грунта);

- устройство связанных с фундаментами армированных полов (в этом случае полы воспринимают часть горизонтального распора);

- введение затяжек в распорных конструкциях;

- улучшение свойств основания (силикатизация, цементация, армирование и т.д.);

- объединение отдельно стоящих фундаментов в жесткую единую систему (таким образом, обеспечивается включение в общую работу недогруженных фундаментов);

- использование других конструкций фундаментов (например, вместо фундаментов мелкого заложения - свайных или плитных фундаментов).

6.3. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ

Откосом называется **искусственно созданная поверхность**, ограничивающая грунтовый массив, выемку или насыпь (рис. 6.8).

К склонам относят, откосы образованные **природным путем** и ограничивающие **грунтовые массивы естественного сложения**.

Кривая, по которой происходит разрушение откоса, называется **поверхностью скольжения**.

При проявлении негативных факторов может произойти разрушение откоса (в этом случае говорят, что откос потерял устойчивость) и как следствие– разрушение расположенных на откосе или вблизи него зданий и сооружений.

Основными причинами **потери устойчивости откосов** и склонов являются:

- устройство недопустимо крутого откоса;

- подрезка склона, находящегося в состоянии, близком к предельному;

- увеличение внешней нагрузки (возведение сооружений, складирование материалов на откосе или вблизи его бровки);

- изменение внутренних сил (например, увеличение удельного веса грунта при возрастании его влажности или, наоборот- взвешивающее

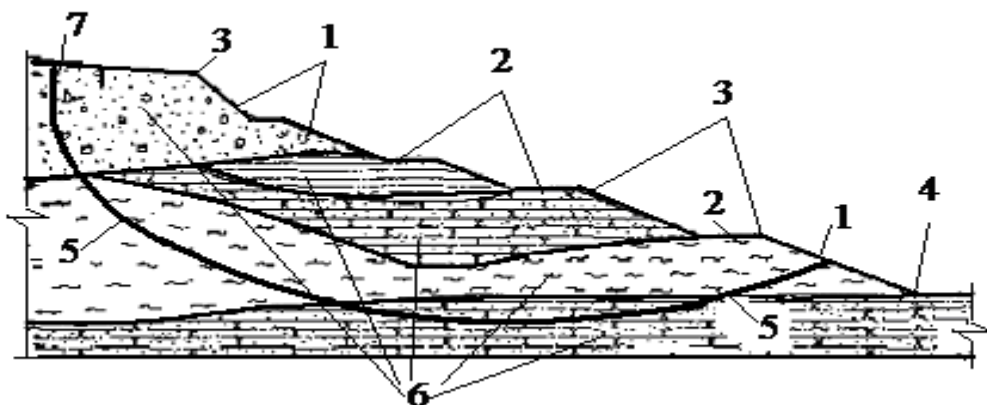


Рис. 6.8. Схема грунтового откоса и его основных частей. 1–уступ; 2–берма; 3–бровка уступа; 4–подошва откоса; 5– поверхность скольжения; 6– грунтовые слои с различными свойствами; 7– закольная трещина.

- действие воды на слагающее откос грунта);
- неправильное назначение расчетных характеристик грунта;
 - снижение сопротивления грунта сдвигу за счет повышения влажности и других причин;
 - проявление гидродинамического давления;
 - воздействие сейсмических сил и различного рода динамических воздействий (движение транспорта, забивка свай и т. п.).

В ходе расчета устойчивости откосов и склонов обычно определяют их коэффициент устойчивости K_{st} , который не должен превышать некоторой наперед заданной величины $K_{st}^H > 1$.

Расчет выполняется для условий плоской задачи (т.е. для полосы шириной 1 метр). Обычно— это невыгоднейший вариант расчета и при такой расчетной схеме обеспечивается некоторый запас прочности.

В качестве расчетных используются свойства основания, установленные при доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ (т.е. c_I , φ_I и γ_I ; см. раздел 6.1). Для удобства изложения материала в дальнейшем индекс «I» по мере возможности не будет учитываться (т.е. вместо обозначений. c_I , φ_I и γ_I будут приняты обозначения c , φ и γ).

Задачи определения устойчивости откосов и склонов могут быть сформулированы так.

1. Известны поверхность скольжения, свойства слагающих основание грунтов, внешние нагрузки и воздействия, а также рельеф ограничивающей откос дневной поверхности. Требуется определить его коэффициент устойчивости. Такая задача возникает в том случае, когда необходимо изменить профиль откоса с целью повышения его устойчивости.

2. Известны коэффициент устойчивости откоса, свойства слагающих основание грунтов, внешние нагрузки и воздействия, а также рельеф ограничивающей откос дневной поверхности. Требуется определить его поверхность скольжения. Такая задача возникает в том случае, когда необходимо узнать безопасное расстояние, на котором вблизи откоса могут быть возведены здания и сооружения.

3. Известны свойства слагающих откос грунтов, внешние нагрузки и воздействия, а также рельеф ограничивающей откос дневной поверхности. Требуется определить его коэффициент устойчивости и поверхность скольжения. Такая задача возникает в том случае, когда необходимо узнать, возможно ли строительство здания или сооружения на откосе или вблизи него.

При расчете устойчивости откосов используется большое число методов, которые можно объединить в две большие группы, а именно— дифференциальные и интегральные методы. Первая группа методов сводится к решению системы уравнений **теории предельного равновесия** (см. раздел 3), а вторая— к подсчету по определенным правилам действующих на откос сдвигающих и удерживающих сил, а иногда— опрокидывающих моментов.

Простейшие задачи устойчивости откосов. Устойчивость откосов из **идеально сыпучего грунта** (песка) определяется исходя из таких соображений (рис 6.9-а).

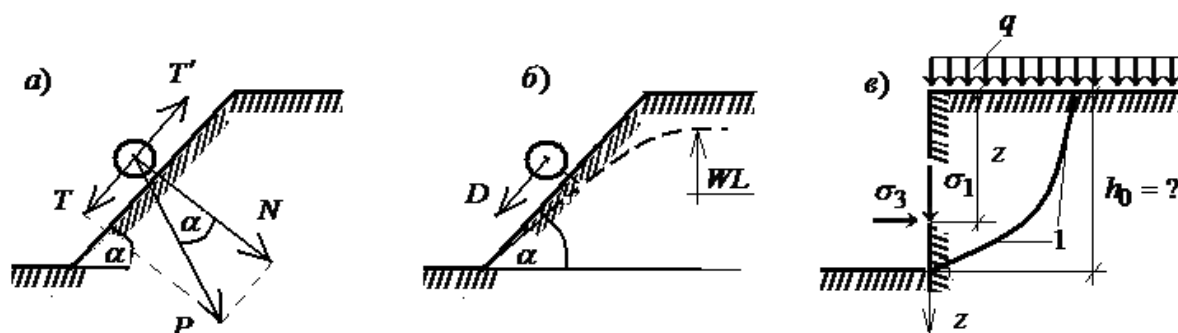


Рис. 6.9. К расчету устойчивости откосов. а— сложенных идеально сыпучим грунтом ($c = 0$ и $\varphi \neq 0$); б— то же, при наличии фильтрационных сил; в— то же, для грунта,

обладающего удельным сцеплением и внутренним трением $c \neq 0$ и $\varphi \neq 0$.

1— линия скольжения.

Разложим вес свободно лежащей на поверхности частицы P на параллельную поверхности откоса T и перпендикулярную его поверхности N силы. Сила T будет стремиться сдвинуть частицу, а сила $T' = N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ — удержать ее. Здесь $K_f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент сухого трения, $T = P \cdot \sin \alpha$, $N = P \cdot \cos \alpha$. Из равенства $T = T'$ найдем $P \cdot \sin \alpha = P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$, откуда $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$, откуда $\alpha = \varphi$.

Таким образом, откос из сыпучего грунта будет находиться в **устойчивом состоянии** при выполнении неравенства

$$\alpha \leq \varphi \quad (6.15)$$

Иногда угол $\alpha = \varphi$ называют **углом естественного откоса грунта**.

Далее оценим устойчивость **водонасыщенного откоса** из **идеально-сыпучего грунта** (рис. 6.9-б). Рассмотрим единичный объем грунта V , в котором n -я часть заполнена водой. Доля скатывающей силы, обусловленной весом воды в порах грунта, равна $T_w = \gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha$. Здесь γ_w – удельный вес воды, а n – пористость грунта. С учетом взвешивающего действия воды вес единицы объема грунта равен $P = V \cdot \gamma_{sb} = 1 \cdot \gamma_{sb} = \gamma_{sb}$, где γ_{sb} – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды. Поэтому доля скатывающей силы, обусловленной весом грунта, будет равна $T_g = P \cdot \sin \alpha = \gamma_{sb} \cdot \sin \alpha$. При этом удерживающая сила равна $T' = P \cdot \cos \alpha = \gamma_{sb} \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$. Далее с учетом того, что скатывающая сила равна $T = T_w + T_g = \gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha + \gamma_{sb} \cdot \sin \alpha$, найдем что $T = T'$, откуда

$$\gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha + \gamma_{sb} \cdot \sin \alpha = \gamma_{sb} \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi, \text{ откуда } \alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{\gamma_{sb}}{\gamma_w \cdot n + \gamma_{sb}} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right).$$

Таким образом, устойчивость водонасыщенных откосов обеспечена при выполнении условия

$$\alpha \leq \operatorname{arctg} \left(\frac{\gamma_{sb}}{\gamma_w \cdot n + \gamma_{sb}} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right), \quad (6.16)$$

где α - **угол заложения** откоса.

Для определения устойчивости **вертикального откоса** из обладающего удельным сцеплением и внутренним трением грунта используем условие прочности Мора– Кулона (3.33). Из схемы на рисунке (6.9-в) вытекает, что $\sigma_1 = \gamma \cdot h_{кр} + q$ и $\sigma_3 = 0$ (здесь γ – удельный вес грунта и $h_{кр}$ – критическая, т.е. максимально возможная высота откоса, а q – равномерно распределенная по поверхности основания нагрузка).

Подставим значения σ_1 и σ_3 в уравнения (3.33) и решим полученное таким образом равенство относительно высоты откоса h . Имеем:

$$h_{кр} = \frac{2 \cdot C \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma}. \quad (6.17)$$

Полагая в (6.17) $q=0$, мы придем к формуле для определения критической высоты откоса, **дневная поверхность которого свободна от нагрузки**. Полагая в (6.17) $\varphi = 0$, мы придем к формуле для определения критической высоты откоса из **идеально связного грунта**. При выполнении расчетов по формуле (6.17) следует учитывать, что в случае $h_{кр} \leq 0$ критическую высоту откоса следует принимать равной нулю.

Определение предельного давления грунта на горизонтальную поверхность, ограничивающую откос. При решении ряда инженерных задач требуется определить нагрузку на откос такую, при которой весь откос будет находиться в предельном состоянии. В этом случае известными являются угол заложения откоса α и характеристики грунта c , φ и γ . Требуется определить эпюру вертикальной нагрузки на поверхности $p_u(x)$, при которой весь массив грунта будет находиться в состоянии предельного равновесия. Расчетная схема представлена на рис. 6.10. Решение данной задачи в безразмерных координатах для безразмерных параметров имеет вид:

$$p_u(x) = \bar{\sigma}_z c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad (6.18)$$

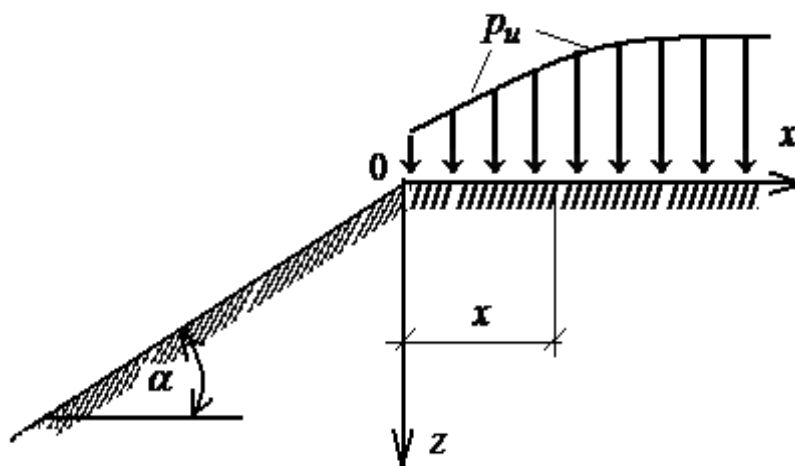


Рис. 6.10. К расчету устойчивости равнопрочного откоса (схема).

где $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ – расстояние от точки O (см. рис. 6.10) до точки приложения рассчитываемой ординаты эпюры нагрузки (здесь γ – удельный вес грунта, а $\bar{\sigma}_z$ безразмерная величина этой ординаты).

Значения безразмерных величин $\bar{\sigma}_z$ при различных φ , α и \bar{x} приведены в табл. 6.3.

Расчеты по формуле (6.18) производятся следующим образом. Вначале для заданных на горизонтальной поверхности точек с координатой x рассчитываются их безразмерные координаты \bar{x} (см. пояснения к формуле (6.18)). Затем по известным значениям угла внутреннего трения φ и угла заложения откоса α для этих точек по таблице 6.3 определяются безразмерные величины $\bar{\sigma}_z$ и далее по формуле (6.18) рассчитываются фактические значения ординат эпюры предельного давления в рассматриваемой точке.

Таблица 6.3. Значения безразмерных ординат эпюры $\bar{\sigma}_z$ (формула 6.18)

\bar{x}	Значения $\bar{\sigma}_z$ при угле φ , град, равном											
	10			20			30			40		
	при угле заложения откоса α , град, равном											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126	81,1	50,9	31
2	10,8	8,95	25,4	19,9	15	52,9	36,7	24,2	186	115	68,4	38,1
3	11,8	9,59	29,8	23	16,7	65,1	44,1	27,8	243	148	84,9	44,4
4	12,8	10,2	34	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299	179	101	50,4
5	13,7	10,8	38	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354	211	117	56,2
6	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	99,6	65	37,4	409	241	132	61,7

Определение формы равноустойчивого откоса. Равноустойчивым называется такой откос криволинейного очертания, при котором весь ограниченный им массив грунта находится в состоянии предельного равновесия. В данном случае задача исследований была сформулирована так. Известны характеристики грунта c , φ и γ . К горизонтальной поверхности грунтового откоса приложена равномерно распределенная нагрузка $p_0 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot (1 - \sin \varphi)}$. Требуется определить очертание уступа откоса такое, чтобы вся ограниченная дневной поверхностью грунтовая толща находилась бы в **предельном состоянии**.

Решение этой задачи получено в виде графиков в безразмерных координатах \bar{x} и \bar{z} , отражающих форму равноустойчивого откоса при заданных значениях угла внутреннего трения φ (рис. 6.11). Здесь $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ и $\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$, а x и z – фактические координаты соответствующих точек откоса.

Построение равноустойчивого откоса производится следующим образом. На рис. 6.11 выбирается кривая, соответствующая заданному значению φ . Начало координат располагается на верхней границе откоса.

Для ряда точек на этой кривой с безразмерными координатами $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$

и $\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$ по известным значениям c , γ и φ по формулам $x = \frac{\bar{x} \cdot c}{\gamma}$ и

$z = \frac{\bar{z} \cdot c}{\gamma}$ вычисляются фактические координаты x и z .

Построенная по точкам с координатами x и z кривая соответствует форме равноустойчивого откоса. Построенный таким образом откос может нести на горизонтальной поверхности равномерно распределенную

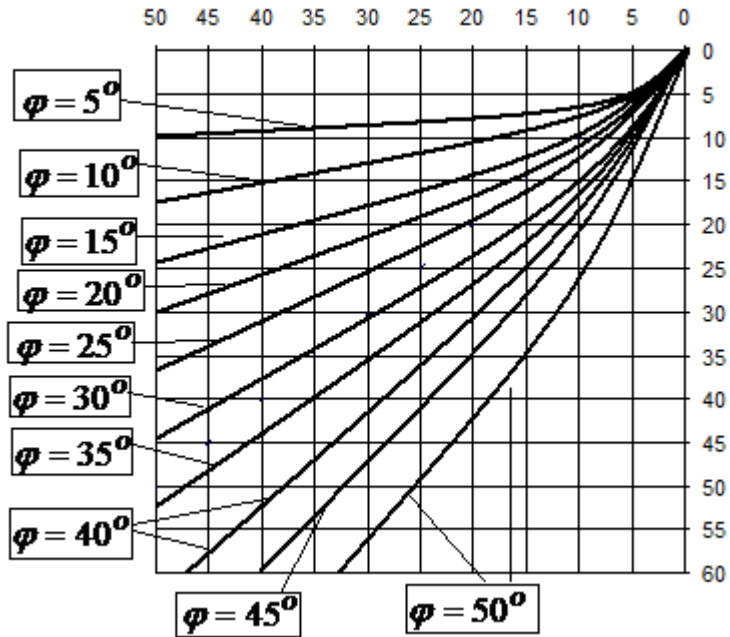


Рис. 6.11. К построению равноустойчивых откосов

нагрузку интенсивностью $q = h_{кр} \cdot \gamma$, где $h_{кр}$ – высота критического откоса, рассчитанная по формуле $h_{кр} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma \cdot [1 - \sin(\varphi)]}$.

Если в ходе расчетов с использованием рассмотренных выше методов **необходимо обеспечить некоторый запас прочности** с коэффициентом запаса K_{st}^H , то вместо **фактических** следует принимать прочностные характеристики грунта, **рассчитанные по формулам**:

$$c^* = \frac{c_I}{K_{st}^H} \text{ и } \varphi^* = \arctg \left[\frac{\text{tg}(\varphi_I)}{K_{st}^H} \right]. \quad (6.19)$$

Здесь c_I и φ_I – фактические удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта.

Инженерные методы расчета устойчивости откосов и склонов.

Обычно на практике приходится иметь дело с существенной неоднородностью грунтовых массивов. Кроме того, в ряде случаев поверхности скольжения известны заранее (наличие слабых прослоев, поверхности скольжения старых оползней и т. д.), а их форма не обязательно совпадает с предсказываемыми теорией предельного равновесия кривыми. При этом фактическое распределение приложенной к поверхности откосов и склонов нагрузки обычно отличается от рассмотренной при выводе представленных выше расчетных формул. Кроме того, на слагающий откосы и склоны грунт могут действовать динамические (при землетрясениях) и гидродинамические (в случае

водонасыщенных откосов) силы. Поэтому в проектной практике применяются инженерные методы расчета устойчивости, содержащие различного рода упрощающие предположения.

Наибольшее распространение в проектной практике получили методы **круглоцилиндрической, ломаной и плоской поверхностей скольжения**.

Метод **круглоцилиндрической** поверхности скольжения для расчета устойчивости откосов и склонов впервые был предложен К.Петерсоном в 1916 г. (иногда его называют методом шведского геотехнического общества). В дальнейшем он получил развитие в работах многих ученых, и к настоящему времени имеется несколько его модификаций, одна из которых рассматривается ниже.

Предполагается, что потеря устойчивости откоса или склона (рис. 6.12) может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно некоторого центра O .

Поверхность скольжения в этом случае имеет вид дуги окружности с радиусом r и центром в точке O . Смещающийся массив рассматривается как единый недеформируемый отсек, все точки которого участвуют в общем движении. Коэффициент устойчивости рассчитывается по формуле

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}}, \quad (6.20)$$

где M_{st} и M_{sa} соответственно удерживающий и опрокидывающий отсек моменты относительно центра вращения O .

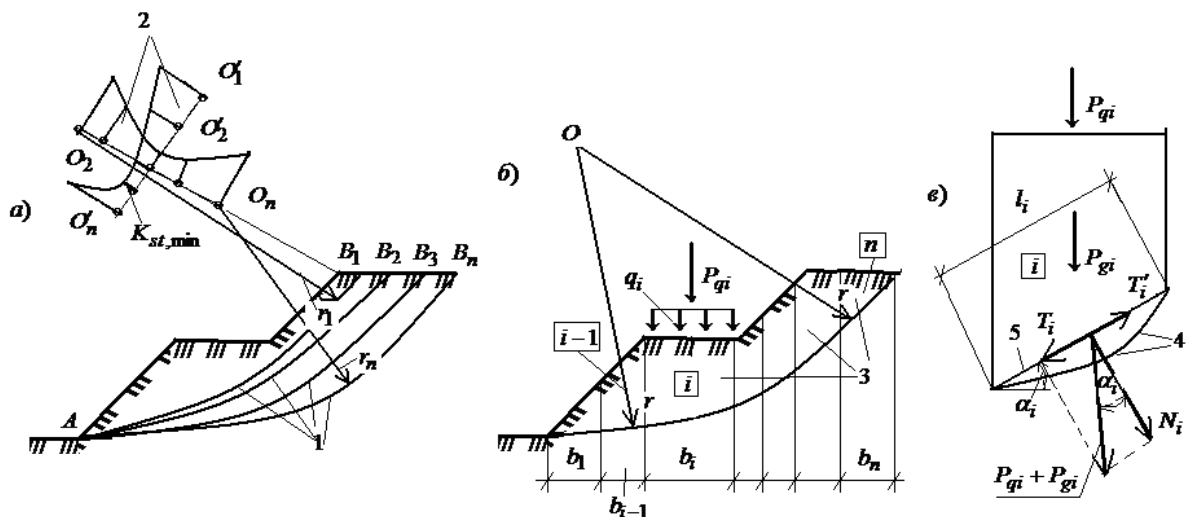


Рис. 6.12. К расчету устойчивости откоса с использованием метода круглоцилиндрической поверхности скольжения. а– определение минимального коэффициента устойчивости; б– схема разбивки на отсеки; в– схема определения действующих в пределах i – того отсека сил. 1– поверхности скольжения; 2– эпюры коэффициентов устойчивости K_{st} ; 3– отсеки; 4– дуга окружности в основании i – того отсека; 5– соответствующая ей хорда

Поскольку положение центра вращения O и радиус r , соответствующие наиболее опасному случаю, **заранее неизвестны**, проводится серия расчетов при различных положениях центров вращения O и значениях радиуса r (рис. 6.12-а). Вычисления выполняют в такой последовательности.

1. Задаются координатами центров вращения O_1, O_2, \dots, O_n (обычно эти центры располагают на некоторой прямой, как правило, проходящей через нижнюю точку откоса) и определяют соответствующие им коэффициенты устойчивости $K_{st,1}, K_{st,2}, \dots, K_{st,n}$.

2. Для соответствующих этим центрам вращения поверхностям скольжения и строят эпюру значений этих коэффициентов (рис. 6.12-а).

3. Через точку, соответствующую минимальному коэффициенту устойчивости $K_{st,i} = K_{st,\min}$ проводят нормаль к прямой, на которой расположены центры вращения O_1, O_2, \dots, O_n .

4. На этой нормали задаются новыми центрами вращения O'_1, O'_2, \dots, O'_n , определяют соответствующие им коэффициенты устойчивости $K'_{st,1}, K'_{st,2}, \dots, K'_{st,n}$ и вновь оценивают минимальное значение коэффициента устойчивости.

Этот процесс необходимо повторять до тех пор, пока не будет найдено наименьшее из всех возможных значение коэффициента устойчивости $K_{st,\min}$. Откос считается устойчивым, если выполняется условие

$$K_{st,\min} \leq K_{st}^H, \quad (6.21)$$

где K_{st}^H - значение нормативного коэффициента устойчивости.

Далее остановимся на технике определения коэффициента устойчивости K_{st} . Для определения входящих в формулу (6.20) моментов отсек грунтового массива разбивается вертикальными линиями на отдельные элементы. Характер разбивки назначается с учетом неоднородности грунта и профиля склона так, чтобы в пределах отрезка дуги скольжения основания каждого i - того элемента прочностные характеристики грунта были постоянными. Вычисляются силы, действующие на каждый элемент отсека, т.е. вес грунта в объеме i того элемента P_{gi} и приложенная к его поверхности внешняя нагрузка P_{qi} . сумма сил $P_{gi} + P_{qi}$ переносится по линии их действия и прикладывается к основанию элемента (точнее, к центру его подошвы). Затем эта сумма раскладывается на нормальную к подошве i - того элемента $N_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i$ и параллельную подошве i - того элемента $T_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin \alpha_i$ силы. Далее определяются удерживающие i - тый отсек силы.

Момент сдвигающих отсек сил определяется по формуле

$$M_{sa} = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin(\alpha_i),$$

- по формуле $M_{st} = r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i = r \cdot \sum_{i=1}^n [(P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \phi_i + c_i \cdot l_i]$.

При этом коэффициент устойчивости откоса (склона) определяется по формуле (6.20):

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}} = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i}{r \cdot \sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \phi_i + c_i \cdot l_i]}{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin \alpha_i}. \quad (6.22)$$

Здесь K_{st} – коэффициент устойчивости; M_{st} и M_{sa} – соответственно

удерживающий и сдвигающий моменты; $\sum_{i=1}^n T'_i$ и $\sum_{i=1}^n T_i$ – соответственно

суммы удерживающих и сдвигающих сил; r – радиус поверхности скольжения (т.е. расстояние от точки O до поверхности скольжения); $P_{gi} + P_{qi}$ – сумма вертикальных сил – веса i – того элемента P_{gi} и приложенной к его поверхности равнодействующей внешних сил P_{qi} ; α_i – угол наклона

подошвы i – того элемента к горизонту; $l_i = \frac{b_i}{\cos(\alpha_i)}$ – длина подошвы i – того

элемента; b_i – ширина i – того элемента; c_i и ϕ_i – соответственно удельное сцепление и угол внутреннего трения длина по подошве i – того элемента; n – количество элементов, на которые разбит отсек.

Выполнение указанных расчетов «вручную» весьма трудоемко, и поэтому их выполняют на ЭВМ.

Техника расчета устойчивости откосов и склонов с использованием **методов ломаной и плоской** поверхностей скольжения идентична изложенной выше. Однако в этом случае **поверхность скольжения обычно известна** (в этой связи нет необходимости выполнять расчет методом последовательных приближений). Детальное изложение техники расчетов с использованием этих методов изложено в нормативной и справочной литературе.

В заключение отметим, что методы круглоцилиндрической, ломаной и плоской поверхностей скольжения позволяют учитывать воздействие на откосы и склоны динамических сил (они возникают, например, при землетрясениях) и учитывать наличие в их толще подземных вод (в этом случае производится учет влияния на устойчивость откосов и склонов гидродинамических сил). Детальное изложение методик учета на

устойчивость откосов и склонов перечисленных факторов изложено в нормативной и справочной литературе.

Для повышения устойчивости откосов и склонов обычно используют такие инженерные мероприятия:

– выполаживание или создание уступчатого профиля с образованием горизонтальных площадок (берм);

– пригрузка подошвы в нижней части откоса (склона) или устройство подпорной стенки (этот метод эффективен при относительно небольшой высоте откоса);

– закрепление поверхности откоса дерном, мощением камнем, укладкой бетонных или железобетонных плит;

– регулирование гидрогеологического режима откоса или склона путем устройства нагорных канав и отведением воды с берм (так осуществляется отвод поверхностных вод), а также – путем устройства дренажных систем (в том числе подземных) с отведением вод в специальную ливнесточную сеть;

– закрепление откоса с использованием забивных или набивных свай, вертикальных шахт и горизонтальных штолен, заполненных бетоном (эти конструкции обязательно заглубляют в подстилающие неподвижные части массива);

– применение грунтовых анкеров (обычно в сочетании с подпорными стенками или свайными удерживающими конструкциями).

Необходимо отметить, что все перечисленные мероприятия являются весьма дорогостоящими и трудоемкими. Поэтому их применяют только при надлежащем технико-экономическом обосновании и тщательном анализе инженерно-геологической и гидрогеологической обстановки. Методы расчета и проектирования удерживающих конструкций и противооползневые мероприятия подробно рассмотрены в специальной литературе.

6.4. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

К **ограждающим** относят конструкции, предназначенные для того, чтобы **удерживать** от обрушения находящийся во взаимодействии с ними грунтовый массив. К ним относят подпорные стенки, шпунтовые ограждения, стены подвалов и заглубленных частей зданий, стены подземных сооружений и т. п. Наиболее **распространенной** ограждающей конструкцией является **подпорная стенка**.

Основными видами расчета удерживающих конструкций являются их расчет на **опрокидывание, плоский и глубинный сдвиг** (все эти виды расчетов выполняются точно также как и расчеты фундаментов, см. раздел 6.3). В данном случае проблемой является определение нагрузок на удерживающие конструкции со стороны грунта и наоборот. Этот вопрос и рассматривается в настоящем разделе.

Различают **массивные (или гравитационные)** и **тонкостенные** ограждающие конструкции (рис. 6.13).

Устойчивость массивных конструкций обеспечивается, в основном, за счет их собственного веса, а тонкостенных - за счет их собственного веса, взаимодействия с окружающим грунтовым массивом и защемлением их в прочные слои грунтового основания.

По характеру работы ограждающие конструкции подразделяют на **жесткие и гибкие**.

Жесткие конструкции при взаимодействии с грунтом практически не деформируются, поэтому при определении сил их взаимодействия с грунтом деформации этих конструкций не учитываются. Их выполняют из монолитного бетона, железобетона, каменной кладки и т.д.

При расчете **гибких** конструкций необходимо учитывать их деформации. Эти конструкции обычно изготавливают из

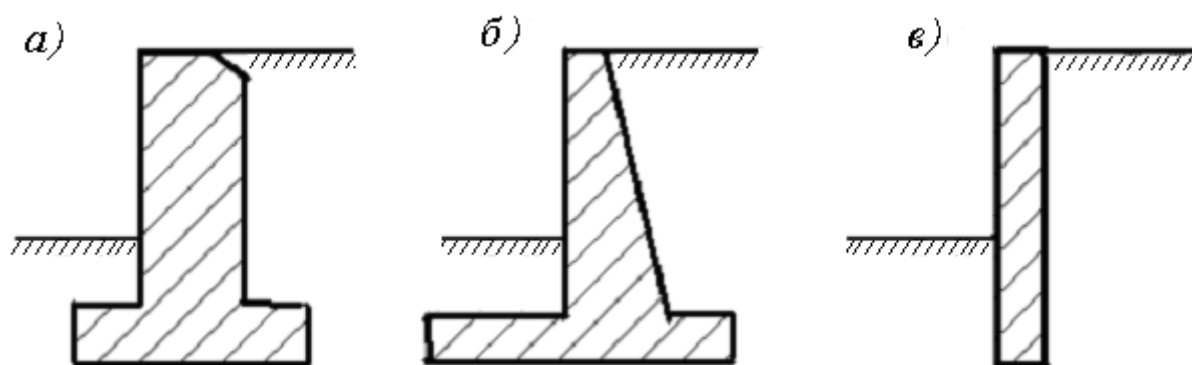


Рис. 6.13. Конструкции подпорных стенок: а - массивной, б - тонкостенной, в - тонкостенной, заделанной в прочный грунт.

железобетонного, деревянного и металлического шпунта. Поэтому их иногда называют шпунтовыми.

Опыт строительства показывает, что характер взаимодействия ограждающих конструкций с грунтом (следовательно, и возникающие при этом усилия) существенно зависит от перемещений (даже незначительных) ограждающих сооружений (рис. 6.14).

В этой связи различают три расчетных схемы взаимодействия ограждающих конструкций с грунтом:

- конструкция получила смещение под воздействием грунта;
- смещения конструкции равны нулю;
- грунт получил смещение в результате давления со стороны ограждающей конструкции.

В первом случае возникающее в результате взаимодействия конструкции давление называют **активным** (σ_a), во втором – **давлением покоя** (σ_0), а в третьем – **пассивным** (σ_n).

При прочих равных условиях всегда справедливо неравенство $\sigma_n > \sigma_0 > \sigma_a$.

Остановимся на инженерных методах определения давления на ограждающие сооружения. В качестве допущений примем, что вертикальная подпорная стенка имеет абсолютно гладкую грань (т.е. трение между грунтом и стенкой отсутствует), поверхность грунта - горизонтальная, и известны свойства грунта C_I , φ_I и γ_I (в дальнейшем для удобства изложения индекс «I» опущен). Обычно расчет производится в условиях плоской задачи.

При определении **активного давления** (рис. 6.15-а) используем закон прочности Мора– Кулона (3.33). В данном случае известным является главное напряжение

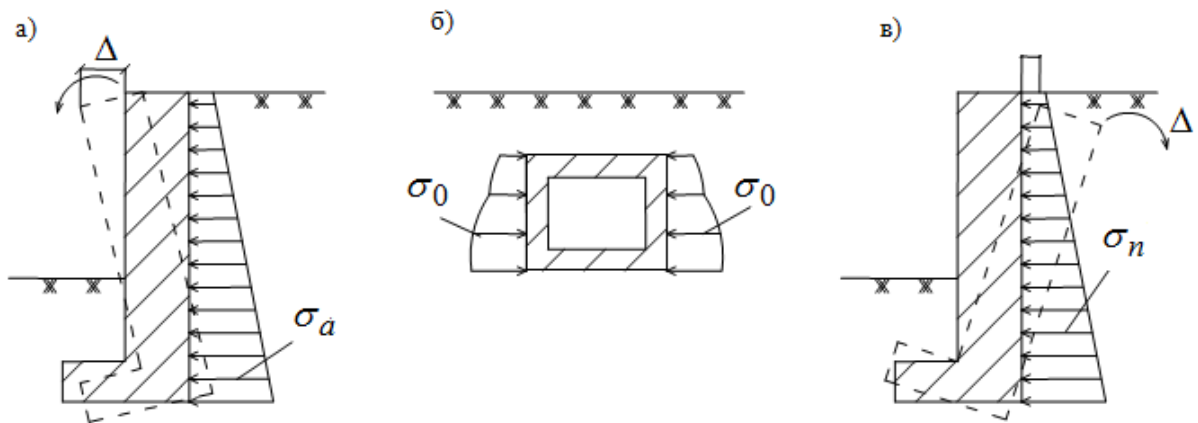


Рис. 6.14. Основные виды перемещений ограждающих конструкций. а– конструкция получила смещение под воздействием грунта; б– смещения конструкции равны нулю; в– грунт получил смещение в результате давления со стороны ограждающей конструкции. Стрелками показаны перемещения конструкции. а, в– подпорные стенки, б– заглубленное подземное сооружение (разрез).

$\sigma_1 = (q + \gamma \cdot z)$ и неизвестным– главное напряжение $\sigma_3 = \sigma_a$. Решим (3.33) относительно напряжения σ_3 . Имеем:

$$\sigma_3 = \sigma_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \cdot \sigma_1 - 2 \cdot c \cdot \frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)}. \quad \text{С учетом равенств}$$

$\frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \left[\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \right]^2$, $\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{4}\right)$ и $\sigma_1 = (q + \gamma \cdot z)$ мы придем к известной формуле для определения активного давления на ограждающие конструкции:

$$\sigma_a = (\gamma \cdot z + q) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.23)$$

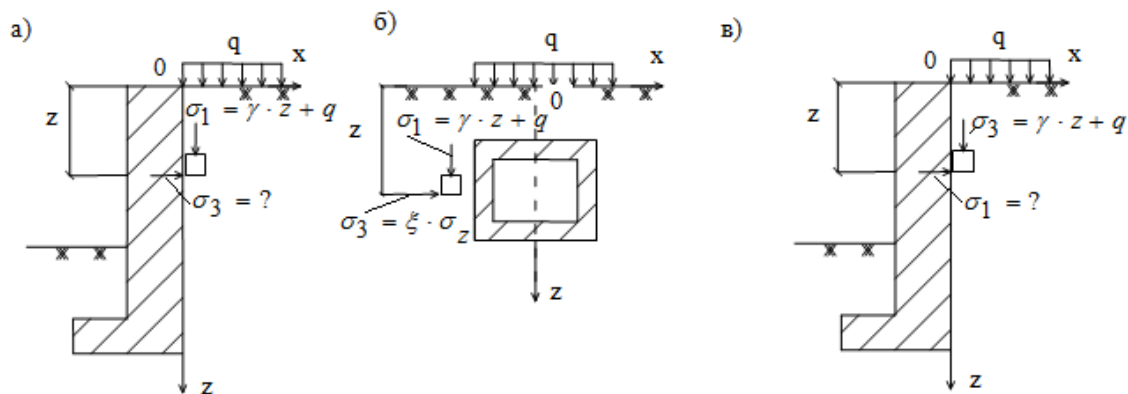


Рис.6.15. К определению активного давления (а), давления покоя (б) и пассивного давления (в) на ограждающие конструкции. а, в - подпорные стенки, б - заглубленное подземное сооружение (разрез).

Здесь σ_a – активное давление грунта на глубине z ; q – приложенная к поверхности засыпки распределенная нагрузка; γ , C и φ соответственно удельный вес грунта, его удельное сцепление и угол внутреннего трения в градусах.

Полагая в (6.23) $q=0$, мы приходим к формуле для определения активного давления при **свободной от нагрузки поверхности** засыпки.

Положив в (6.23) $c=0$, мы приходим к формуле для определения активного давления для **идеально-сыпучего грунта** (песка).

Наконец, приняв в (6.23) $\varphi=0$, мы приходим к формуле для определения активного давления для **идеально-связного грунта** засыпки.

Проанализируем равенство (6.23). Найдем точку, до которой эпюра активного давления $\sigma_a(z)$ принимает отрицательные значения. Имеем:

$$\sigma_a = (\gamma \cdot z + q) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0, \quad \text{откуда}$$

$$z = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma \cdot [1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma}.$$

Полученное выражение соответствует критической высоте вертикального откоса (см. 6.17). С физической точки зрения последнее равенство свидетельствует о том, что до глубины $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma [1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma} > 0$

активное давление грунта на ограждающую конструкцию будет равно нулю, поскольку до этой глубины устойчивость откоса обеспечена за счет прочностных свойств слагающего его грунта. Таким образом, в данном

случае активное давление будет равно нулю до глубины $z = h_{кр}$. Если выполняется условие $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma \cdot [1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma} \leq 0$, то активное давление следует учитывать, **начиная от верха засыпки**.

При определении **пассивного давления** также используем формулу (3.33). В этом случае неизвестным является главное напряжение σ_1 , а известным - главное напряжение $\sigma_3 = (\gamma \cdot z + q)$ (см. рис. 6.14-б). Имеем:

$$\sigma_1 = \sigma_n = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \frac{\cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}. \quad \text{С учетом равенств}$$

$\frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \left[\frac{\cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right]^2$, $\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{4}\right)$ и $\sigma_3 = (q + \gamma \cdot z)$ мы приходим к известной формуле для определения пассивного давления на ограждающие конструкции:

$$\sigma_n = (\gamma \cdot z + q) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)^2 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.24)$$

Здесь σ_n – пассивное давление грунта на глубине z .

Полагая в (6.24) $q=0$, мы приходим к формуле для определения пассивного давления при **свободной от нагрузки поверхности** засыпки.

Положив в (6.24) $c = 0$, мы приходим к формуле для определения пассивного давления для **идеально - сыпучего грунта** (песка).

Наконец, приняв в (6.24) $\varphi = 0$, мы приходим к формуле для определения пассивного давления для **идеально связного грунта** засыпки.

При определении давления покоя предполагается, что перемещения удерживающей конструкции равны нулю. В этой связи грунтовое основание находится в условиях компрессионного сжатия, а напряжения в точке на глубине z рассчитывается по формуле (см. рис. 6.14-в)

$$\sigma_0 = \xi \cdot \sigma_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot (\gamma \cdot z + q). \quad (6.25)$$

Здесь σ_0 – давление покоя на ограждающую конструкцию, $\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}$ – коэффициент бокового давления грунта (отпора), ν – коэффициент Пуассона основания.

При выполнении практических расчетов важно знать результирующую силу активного, пассивного давлений и давления покоя на ограждающую конструкцию, точку ее приложения и действующий на конструкцию опрокидывающий момент. Для этой цели используют формулы

$$E_a = \int_0^h \sigma_a \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right] \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)^2 - 2 \cdot C \cdot h \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2);$$

$$\begin{aligned}
E_n &= \int_0^h \sigma_n \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right] \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)^2 + 2 \cdot C \cdot h \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2); \\
E_0 &= \int_0^h \sigma_0 \cdot dz = \frac{v}{1-v} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right); \\
M_a &= \int_0^h z \cdot \sigma_a \cdot dz = \left[\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + \frac{q}{2} \cdot h^2 \right] \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)^2 - C \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2); \\
M_n &= \int_0^h z \cdot \sigma_n \cdot dz = \left[\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + \frac{q}{2} \cdot h^2 \right] \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)^2 + C \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2); \\
M_0 &= \int_0^h z \cdot \sigma_0 \cdot dz = \frac{v}{1-v} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + q \cdot h^2 \right); \\
h_a &= \frac{M_a}{E_a}; \quad h_n = \frac{M_n}{E_n}; \quad h_0 = \frac{M_0}{E_0}.
\end{aligned} \tag{6.26}$$

Здесь E_a , E_n и E_0 – результирующие силы соответственно активного, пассивного давлений и давления покоя; M_a , M_n и M_0 – опрокидывающие ограждающую конструкцию моменты обусловленные соответственно активным, пассивным давлением и давлением покоя; h_a , h_n и h_0 – координаты приложения результирующих сил E_a , E_n и E_0 ; $h_{кр}$ – высота критического откоса, рассчитанная по формуле (6.12).

При определении результирующих усилий для давления покоя и активного давления следует учитывать, что в формулах (6.26) опрокидывающие моменты рассчитаны относительно центра вращения, расположенного в точке «0», а точки приложения результирующих сил E_n и E_0 находятся соответственно на расстоянии h_n и h_0 от верха засыпки.

Сказанное в полной мере относится к результирующим усилиям и расположению точки приложения результирующей силы активного давления E_a при выполнении условия $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma} \leq 0$. Если это условие не выполняется (т.е. $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma} > 0$), то за нулевую следует принимать точку с абсциссой $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma}$, а координату приложения силы E_a принимать равной $h_a = \frac{M_a}{E_a} + \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma}$ от верха засыпки.

Опыт проектирования показывает, что расчет активного давления и давления покоя с использованием приближенных формул (6.23) и (6.25)

позволяет получить данные, достаточно близкие результатам, полученным с использованием **точных методов**. При этом приближенная формула для определения пассивного давления (6.24) дает завышенные результаты (считается, что при угле внутреннего трения $0 \leq \varphi \leq 10^\circ$ пассивное давление можно рассчитывать с использованием приближенной формулы (6.24), а при больших значениях угла внутреннего трения следует использовать точные решения). Кроме того, для того, чтобы активное давление проявилось в полной мере, сооружение должно получить достаточно большое перемещение.

Учет наклона, шероховатости задней грани стенки и наклона поверхности засыпки. Это – достаточно общий случай расчета ограждающих конструкций. Рассмотрим равновесие призмы ОАВ (рис. 6.16) в предположении, что грунт засыпки находится в предельном состоянии. Призма находится в равновесии, если действующие на нее силы – ее вес P_q , реактивный отпор со стороны ограждающей конструкции E_a и отпор со стороны примыкающего к ней массива грунта взаимно компенсируются (т.е. если сумма векторов, действующих на призму сил равна нулю).

Расчет выполняют в такой последовательности.

1. Задаются углом наклона ω между равнодействующей реактивного давления на грунт со стороны подпорной стенки R_a и нормалью к ее задней грани (рис. 6.16). Его принимают равным:

–углу внутреннего трения φ при очень шероховатой поверхности стенки;

–нулю - при засыпке из водонасыщенного мелкого и пылеватого песка и воздействии на основание динамической нагрузки;

– $0,54 \cdot \varphi$ во всех остальных случаях.

2. По формуле

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot (1 + \sqrt{z})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) \cdot \cos(\varepsilon + \omega)} \quad (6.27)$$

определяется давление на подпорную стенку. Здесь $z = \frac{\sin(\varphi + \omega) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \omega) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}$;

h – высота подпорной стенки; γ – удельный вес грунта засыпки; ε – угол наклона задней грани стенки к вертикали; α – угол наклона поверхности засыпки к горизонту (он принимается либо положительным, либо отрицательным, см. рис. 6.16); ω – угол наклона между равнодействующей реактивного давления на грунт со стороны подпорной стенки R_a и нормалью к ее задней грани (см. п.1). **Формула (6.27) неприменима при крутых откосах ($\alpha > \varphi$), которые сами по себе неустойчивы, и для стенок с очень полой задней гранью (при $\varepsilon \geq 65^\circ$).**

Определение активного давления при ломаной форме задней грани стенки и неоднородных грунтах засыпки производится по изложенной

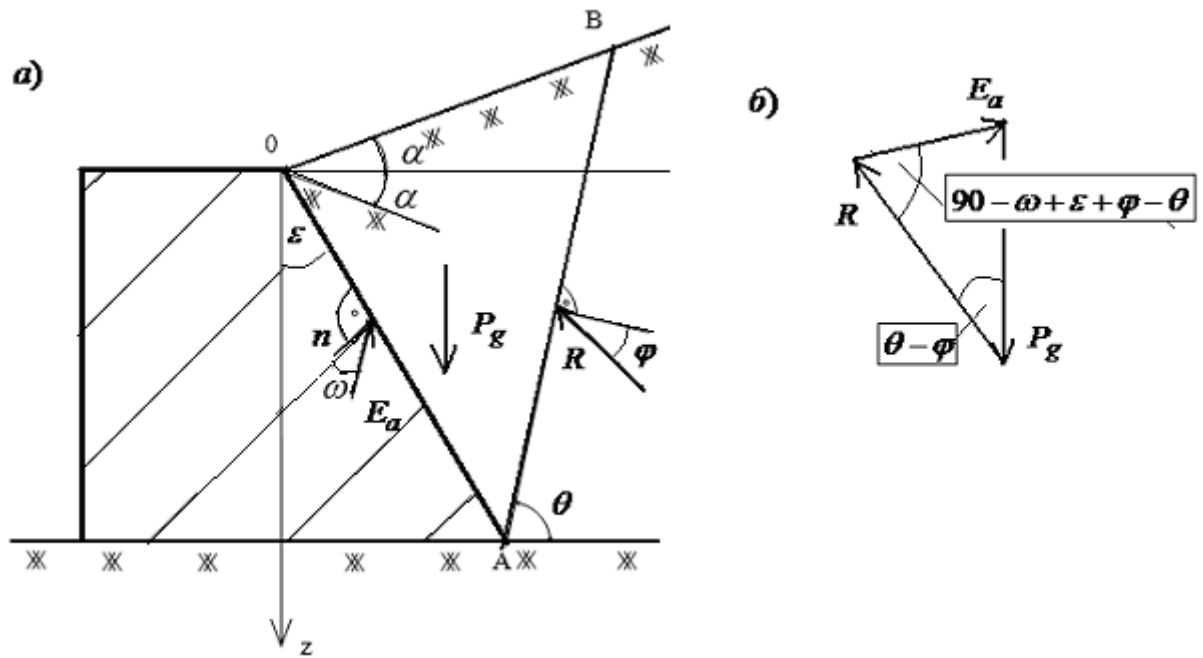


Рис. 6.16. К определению давления на подпорную стенку при учете наклона и шероховатости ее грани, а также наклона поверхности засыпки. а - расчетная схема; б - треугольник сил

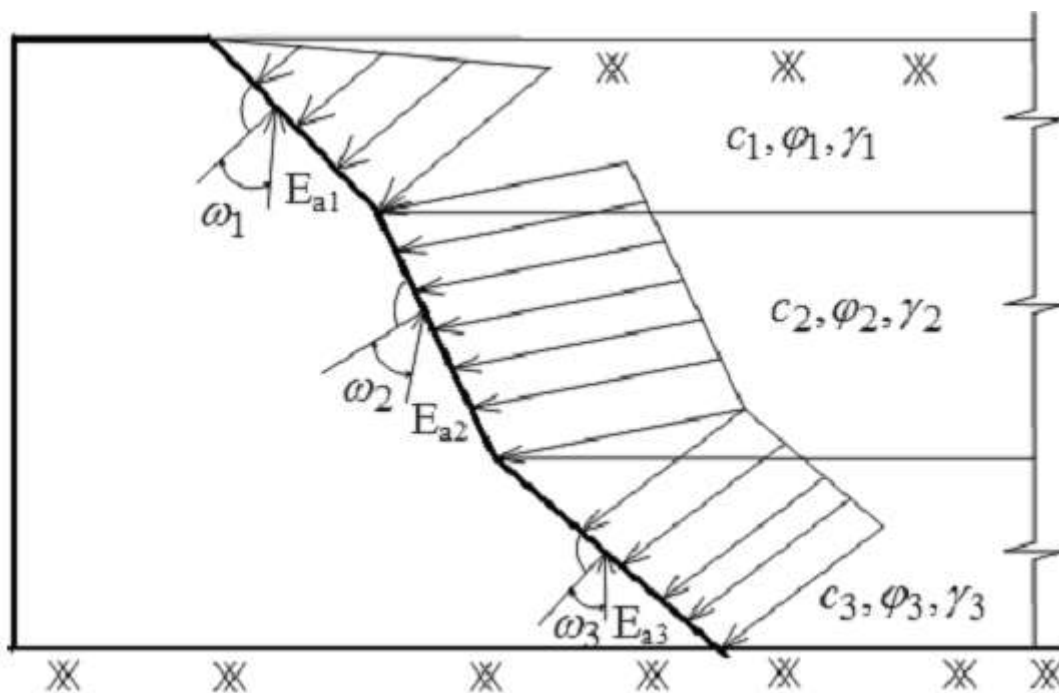


Рис. 6.17. К определению активного давления при ломаной форме задней грани стенки и неоднородных грунтах засыпки.

выше методике «сверху вниз». При этом стенка разделяется горизонтальными линиями на отдельные слои, в пределах каждого из которых угол наклона стенки и физико-механические характеристики постоянны. Ниже уровня подземных вод значение удельного веса грунта принимается с учетом взвешивающего действия воды. Построение эпюры

активного давления выполняется, начиная с верхнего участка стенки, причем для каждого участка используется формула (6.26). Влияние вышележащих грунтов засыпки при определении активного давления в пределах каждого участка, расположенного ниже, учитывается как равномерно распределенная нагрузка q .

Определение активного и пассивного давления методами теории предельного равновесия. Эти решения получены В. В. Соколовским путем численного интегрирования дифференциальных уравнений теории предельного равновесия (3.33) для случая горизонтальной поверхности засыпки однородным сыпучим грунтом. При этом учитываются угол наклона и шероховатость задней грани стенки (см. рис. 6.16).

Таблица 6.4. Коэффициенты \bar{q}_0 для определения активного давления

Угол ε , град.	Значения коэффициентов \bar{q}_0 при								
	$\varphi=10$ град.			$\varphi=20$ град.			$\varphi=30$ град.		
	и при ω , град.								
	0	5	10	0	10	20	0	15	30
30	0,72	0,68	0,68	0,60	0,57	0,57	0,50	0,47	0,50
20	0,73	0,70	0,70	0,58	0,54	0,54	0,46	0,43	0,45
10	0,72	0,70	0,68	0,54	0,50	0,50	0,40	0,37	0,38
0	0,70	0,67	0,65	0,49	0,45	0,44	0,33	0,30	0,31
-10	0,65	0,61	0,59	0,42	0,38	0,37	0,26	0,24	0,24
-20	0,58	0,54	0,52	0,35	0,31	0,30	0,20	0,18	0,17

Таблица 6.5. Коэффициенты \bar{q}'_0 для определения пассивного давления

Угол ε , град.	Значения коэффициентов \bar{q}_0 при								
	$\varphi=10$ град.			$\varphi=20$ град.			$\varphi=30$ град.		
	и при ω , град.								
	0	5	10	0	10	20	0	15	30
30	1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73	1,49	2,08	2,80
20	1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,79	3,80
10	1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,03
0	1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,55
-10	1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53	3,65	5,82	8,42
-20	1,53	1,70	1,83	2,33	3,31	4,03	4,42	7,38	10,70

Ординаты эпюры активного давления вычисляются по методике, аналогичной изложенной в разделе 6.3. Для этой цели для определения активного давления используется формула

$$\sigma_a = \bar{q}_0 \cdot (\gamma \cdot z + q), \quad (6.28)$$

а для определения пассивного давления – формула

$$\sigma_n = \bar{q}'_0 \cdot (\gamma \cdot z + q), \quad (6.29)$$

где q – интенсивность пригрузки на поверхности засыпки; \bar{q}_0 и \bar{q}'_0 безразмерные коэффициенты, которые определяются по таблицам 6.4 и 6.5 в зависимости от значений угла внутреннего трения грунта φ , угла наклона грани стенки к вертикали ε и угла трения на контакте грунта со стенкой ω .

В более сложных случаях применяются и другие методы, в частности **графический метод К. Кульмана**, позволяющий решать задачу при произвольном очертании поверхности грунта засыпки при любых схемах загрузки.