

**1. ПОНЯТИЕ О ГРУНТЕ КАК О ДИСПЕРСНОМ  
ТЕЛЕ.**

**ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ  
ГРУНТОВ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ.**

**СОСТАВ ГРУНТОВ. ТВЕРДЫЕ ЧАСТИЦЫ И ИХ  
КЛАССИФИКАЦИЯ.**

# **Классификация классов грунтов по ГОСТ 25100-2011**

## **Класс мерзлых грунтов**

К классу мерзлых грунтов относятся грунты, обладающие наряду со структурными связями немерзлых грунтов криогенными связями (за счет льда).

## **Класс скальных грунтов**

К классу скальных грунтов относятся грунты, обладающие жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными).

## **Класс дисперсных грунтов**

К классу дисперсных грунтов относятся грунты, обладающие физическими, физико-химическими или механическими структурными связями.



## Б.2 Разновидности дисперсных грунтов

Б.2.1 По размерам слагающие дисперсный грунт элементы и их фракции подразделяют в соответствии с таблицей Б.8.

Таблица Б.8

Элементы грунта	Фракции	Размер фракций, мм
Валуны (глыбы)	Крупные	> 800
	Средние	400—800
	Мелкие	200—400
Галька (щебень)	Крупные	100—200
	Средние	60—100
	Мелкие	10—60
Гравий (дресва)	Крупные	5—10
	Мелкие	2—5

## Окончание таблицы Б.8

Элементы грунта	Фракции	Размер фракций, мм
Песчаные частицы	Грубые	1—2
	Крупные	0,5—1
	Средние	0,25—0,5
	Мелкие	0,10—0,25
	Тонкие	0,05—0,10
Пылеватые частицы	Крупные	0,01—0,05
	Мелкие	0,002—0,01
Глинистые частицы	—	< 0,002

Б.2.2 По гранулометрическому составу (см. ГОСТ 12536) крупнообломочные грунты и пески подразделяют на разновидности в соответствии с таблицей Б.9.

Таблица Б.9

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Размер частиц $d$ , мм	Содержание частиц, % по массе
Крупнообломочные: - валунный (при преобладании неокатанных частиц — глыбовый) - галечниковый (при неокатанных гранях — щебенистый) - гравийный (при неокатанных гранях — дресвяный)	> 200	> 50
	> 10	> 50
	> 2	> 50
Пески: - гравелистый - крупный - средней крупности - мелкий - пылеватый	> 2	> 25
	> 0,50	> 50
	> 0,25	> 50
	> 0,10	≥ 75
	> 0,10	< 75

# КЛАССИФИКАЦИЯ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ ПО СТЕПЕНИ НЕОДНОРОДНОСТИ

Степень неоднородности гранулометрического состава  $C_u$ , д.е.,

определяют по формуле

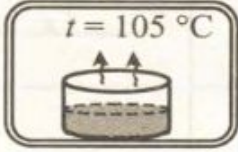



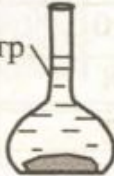
$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (\text{A.13})$$

где  $d_{60}$ ,  $d_{10}$  – диаметры частиц, меньше которых в грунте содержится соответственно 60 % и 10 % (по массе) частиц, мм.

Т а б л и ц а Б.10

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Степень неоднородности гранулометрического состава $C_u$ , д. е.
Однородные	$C_u \leq 3$
Неоднородные	$C_u > 3$

## **2. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ**

Усл. обозначение	Ед. измерения	Метод	Определение	Расчетная формула
$W$	доли ед.	Высушивания проб 	$\frac{m_{\omega}}{m_s}$	$\frac{m - m_d}{m_d}$
$\rho$	г/см <sup>3</sup>	Режущего кольца 	$\frac{m}{V}$	$\frac{m}{V}$
		Лунки 		$\frac{m}{m_{fil}} \rho_{fil}$
		Парафинирования (гидростатического взвешивания) 		$\frac{m}{(m_1 - m_2) - (m_1 - m)}$ $\rho_{\omega} \quad \rho_{par}$
$\rho_s$	г/см <sup>3</sup>	Пикнометрический пикнометр 	$\frac{m_s}{V_s}$	$\frac{m_d}{m_d + m_3 - m_4} \rho_{\omega}$

- $m_d$  — масса высушенной пробы грунта  
 $m_{fil}, \rho_{fil}$  — соответственно масса и плотность вещества, пошедшего на заполнение лунки  
 $m_1$  — масса образца, покрытого парафином  
 $m_2$  — масса образца, покрытого парафином и взвешенного в воде  
 $m_3, m_4$  — соответственно масса пикнометра с водой и пикнометра с водой и грунтом  
 $\rho_{\omega}, \rho_{par}$  — плотности воды и парафина соответственно равные 1 г/см<sup>3</sup> и 0,93 г/см<sup>3</sup>

Условное обозначение	Единица измерения	Определение	Формула
$\rho_d$	г/см <sup>3</sup>	$\frac{m_s}{V}$	$\frac{\rho}{(1+W)}$
$e$	-	$\frac{V_p}{V_s} = \frac{V_a + V_\omega}{V_s}$	$\frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$
$W_{sat}$	доли ед.	$\frac{m_\omega^{max}}{m_s}$	$\frac{e\rho_\omega}{\rho_s}$
$S_r$	-	$\frac{m_\omega}{m_\omega^{max}}$	$\frac{W}{W_{sat}}$
$\gamma$	кН/м <sup>3</sup>	$\frac{G}{V}; G = mg$	$\rho g$
$\gamma_s$	кН/м <sup>3</sup>	$\frac{G_s}{V_s}; G_s = m_s g$	$\rho_s g$
$\gamma_d$	кН/м <sup>3</sup>	$\frac{G_s}{V}$	$\rho_d g$
$\gamma_{sb}$	кН/м <sup>3</sup>	-	$\frac{\gamma_s - \gamma_\omega}{1 + e}$
$\gamma_{sat}$	кН/м <sup>3</sup>	-	$\gamma_d (1 + W_{sat})$



# КЛАССИФИКАЦИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО СТЕПЕНИ ВОДОНАСЫЩЕНИЯ

Коэффициент водонасыщения  $S_r$ , д. е., определяют по формуле

$$S_r = \frac{w \rho_s}{e \rho_w}, \quad (\text{A.1})$$

где  $w$  — природная влажность грунта, д. е. (ГОСТ 5180);

$e$  — коэффициент пористости, д.е.;

$\rho_s$  — плотность частиц грунта, г/см<sup>3</sup> (ГОСТ 5180);

$\rho_w$  — плотность воды, принимаемая равной 1 г/см<sup>3</sup>.

Т а б л и ц а Б.11

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Коэффициент водонасыщения $S_r$ , д. е.
Малой степени водонасыщения (маловлажные)	$0 < S_r \leq 0,5$
Средней степени водонасыщения (влажные)	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Водонасыщенные	$0,8 < S_r \leq 1$

# КЛАССИФИКАЦИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ЧИСЛУ ПЛАСТИЧНОСТИ И СОДЕРЖАНИЮ ГЛИНИСТЫХ ЧАСТИЦ

Число пластичности  $I_p$ , % , определяют по формуле

$$I_p = w_L - w_P, \quad (A.17)$$

где  $w_L$  – влажность на границе текучести, % (ГОСТ 5180);

$w_P$  – влажность на границе раскатывания, % (ГОСТ 5180).

Название глинистого грунта	По величине индекса пластичности $I_p$ , %	По содержанию глинистой фракции $<0,002$ мм, %
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$	3 ... 10
Суглинок	$7 \leq I_p \leq 17$	10 ... 30
Глина	$> 17$	$> 30$

### **3. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ПЛОТНОСТИ**

**ОЦЕНКА СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ИЗ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ (ПО КОЭФФИЦИЕНТУ ПОРИСТОСТИ)**

**Коэффициент пористости  $e$ , д. е.**, определяют по формуле

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (\text{A.5})$$

где  $\rho_s$  – плотность частиц грунта, г/см<sup>3</sup> (ГОСТ 5180);

$\rho_d$  – плотность сухого грунта, г/см<sup>3</sup>.

**Плотность сухого грунта (скелета)  $\rho_d$ , г/см<sup>3</sup>**, определяют по фор-

муле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}, \quad (\text{A.8})$$

где  $\rho$  – плотность грунта, г/см<sup>3</sup> (ГОСТ 5180);

$w$  – естественная влажность грунта, % (ГОСТ 5180).

**ОЦЕНКА ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ИЗ  
ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО КОЭФФИЦИЕНТУ ПОРИСТОСТИ**

Т а б л и ц а Б.12

Разновидность песков	Коэффициент пористости $e$ , д.е.		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,60$	$e \leq 0,60$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

# ОЦЕНКА СТЕПЕНИ ПЛОТНОСТИ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ИЗ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Степень плотности песков  $I_D$ , д.е., определяют по формуле

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (\text{A.14})$$

где  $e$  – коэффициент пористости при искусственном сложении, д.е.;

$e_{\min}$  – коэффициент пористости в предельно-плотном сложении, д.е. [5];

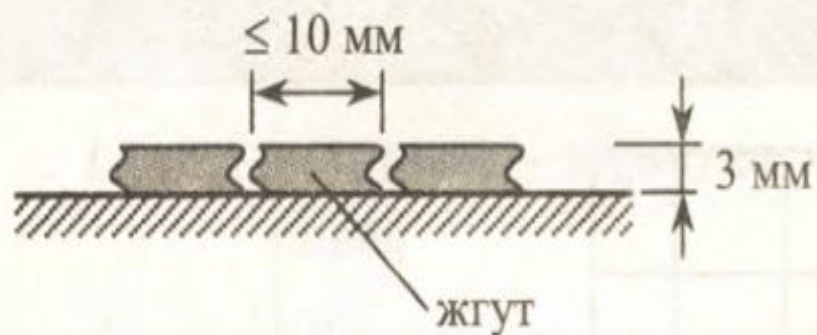
$e_{\max}$  – коэффициент пористости в предельно-рыхлом сложении, д.е. [5].

Т а б л и ц а Б.13

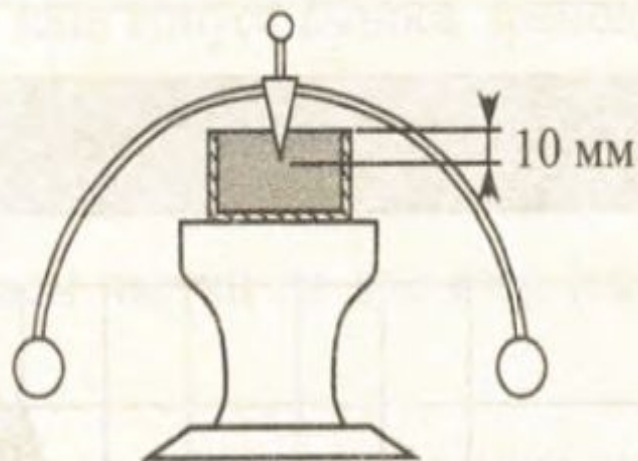
Разновидность песков	Степень плотности $I_D$ , д. е.
Слабоуплотненный	$0 < I_D \leq 0,33$
Среднеуплотненный	$0,33 < I_D \leq 0,66$
Сильноуплотненный	$0,66 < I_D \leq 1,00$

**4. ПОКАЗАТЕЛЬ КОНСИСТЕНЦИИ ГРУНТОВ.  
КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ ПО ПОКАЗАТЕЛЮ  
КОНСИСТЕНЦИИ**

### Граница пластичности (раскатывания) $W_p$



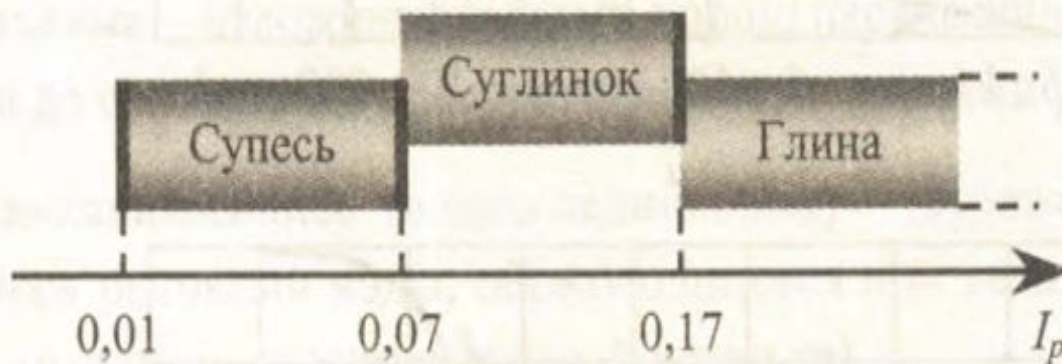
### Граница текучести $W_L$



Балансирный конус А.М. Васильева

Число пластичности:

$$I_p = W_L - W_p$$





**А.18 Показатель текучести  $I_L$ , д.е.** – показатель состояния (консистенции) глинистых грунтов, определяют по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}, \quad (\text{А.9})$$

где  $w$  – естественная влажность грунта, % (ГОСТ 5180);

$w_p$  – влажность на границе раскатывания, % (ГОСТ 5180);

$I_p$  – число пластичности, %, (см. А.31).

**КЛАССИФИКАЦИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО КОНСИСТЕНЦИИ (ПО ПОКАЗАТЕЛЮ ТЕКУЧЕСТИ)**

Т а б л и ц а Б.19

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести $I_L$ , д. е.
Супесь:	
- твердая	$I_L < 0$
- пластичная	$0 \leq I_L \leq 1,00$
- текучая	$I_L > 1,00$
Суглинки и глины:	
- твердые	$I_L < 0$
- полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
- тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
- мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
- текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,00$
- текучие	$I_L > 1,00$

# **5. КОМПРЕССИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ. КОЭФФИЦИЕНТ СЖИМАЕМОСТИ**

# Основные показатели

- $E_0$  – модуль общей деформации, Мпа
- $m_0$  – коэффициент сжимаемости
- $m_v$  – коэффициент относительной сжимаемости, МПа<sup>-1</sup>
- $\nu$  – коэффициент Пуассона
- $\beta$  – коэффициент (отсутствие поперечной деформации)

# Закон уплотнения Терцаги

Деформации грунта происходят, в основном, за счет изменения его пористости

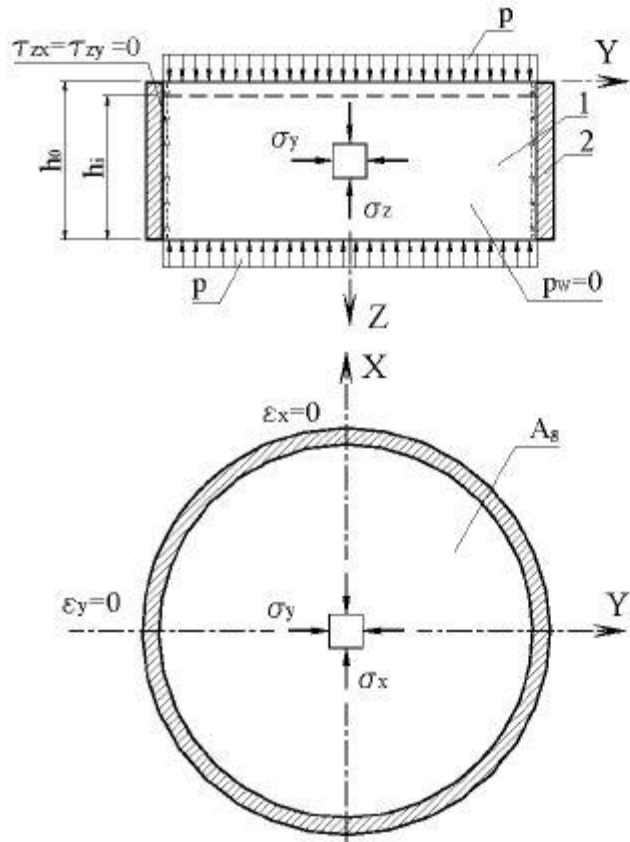


Рис. 1 Напряженное состояние грунта в виде осесимметричного компрессионного сжатия

$$\varepsilon = \frac{p}{E} \quad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{p}{E} \quad (1)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z);$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z);$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y);$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \zeta \cdot \sigma_z,$$

где  $\zeta$  – коэффициент бокового давления.

$$\varepsilon_x = \frac{\zeta \sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\zeta \sigma_z + \sigma_z) = 0;$$

$$\zeta - \nu \cdot \zeta - \nu = 0; \quad \zeta = \frac{\nu}{1 - \nu};$$

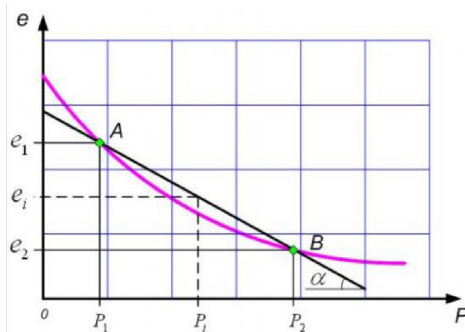
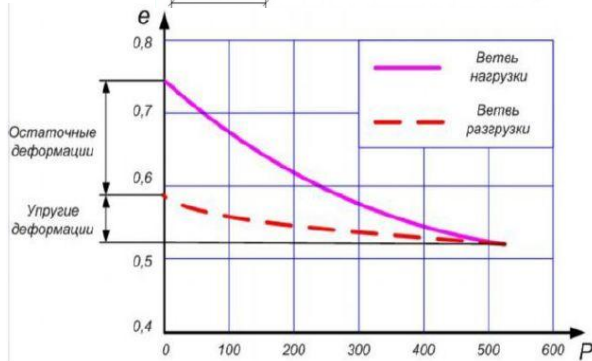
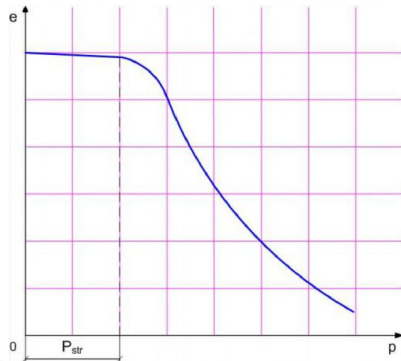
$$\nu = \frac{\zeta}{1 + \zeta}.$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\zeta \cdot \sigma_z + \zeta \cdot \sigma_z) = \frac{\sigma_z}{E} \cdot (1 - 2 \cdot \nu \cdot \zeta) = \frac{\sigma_z}{E} \cdot (1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}) = \frac{\sigma_z}{E} \cdot \beta$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}.$$

# Закон уплотнения Терцаги

В ограниченном диапазоне нагрузок изменение коэффициента пористости прямо пропорционально приложенному давлению



$$e_i = \frac{V_{n,i}}{V_s} = \frac{V_i - V_s}{V_s} = \frac{V_i}{V_s} - 1 = (h_i \cdot A) \left/ \left( \frac{G_s}{\rho_s} \right) \right. - 1 = (h_i \cdot A) \left/ \left( \frac{V \cdot \rho_d}{\rho_s} \right) \right. - 1 =$$

$$= (h_i \cdot A) \left/ \left( \frac{h_0 \cdot A \cdot \rho_d}{\rho_s} \right) \right. - 1 = \frac{h_i}{h_0} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1,$$

$$\Delta e_i = e_0 - e_i = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 - \frac{h_i}{h_0} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_d} + 1 = \frac{\rho_s}{\rho_d} \cdot \left( 1 - \frac{h_i}{h_0} \right) =$$

$$= \frac{\rho_s}{\rho_d} \cdot \frac{h_0 - h_i}{h_0} = \frac{\rho_s}{\rho_d} \cdot \frac{\Delta h_i}{h_0} = \frac{\rho_s}{\rho_d} \cdot \varepsilon_{z,i} = (1 + e_0) \cdot \varepsilon_{z,i}.$$

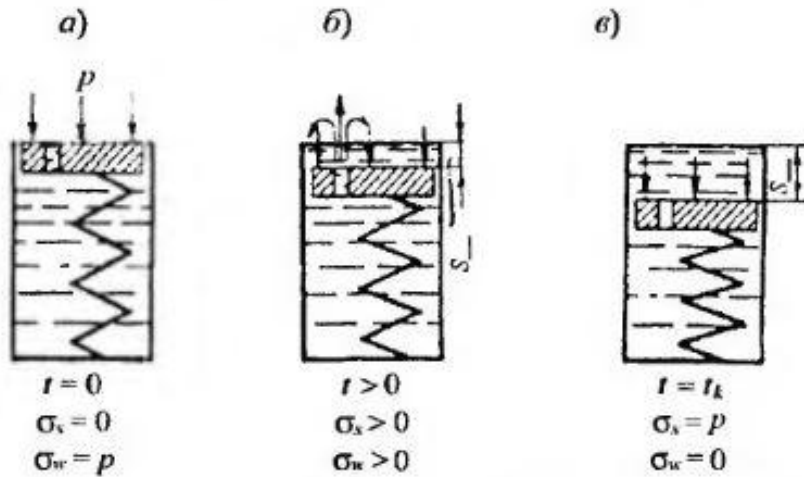
$$\varepsilon_{z,i} = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} = \frac{\Delta e_i}{1 + e_0}.$$

$$e_{i-1} - e_i = m_0 \cdot (p_i - p_{i-1}),$$

где  $m_0$  – коэффициент сжимаемости грунта ( $\text{м}^2/\text{кН}$ ).

$$\varepsilon_z = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} = \frac{m_0 \cdot \sigma_z}{1 + e_0} = m_v \cdot \sigma_z = \frac{\sigma_z}{E} \cdot \beta; \quad m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}; \quad E = \frac{\beta}{m_v}.$$

## Расчетная схема сжимаемости грунтов

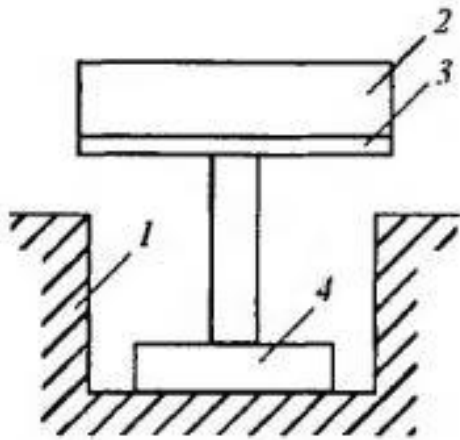


$$\varepsilon = \frac{p}{E}$$

(1)

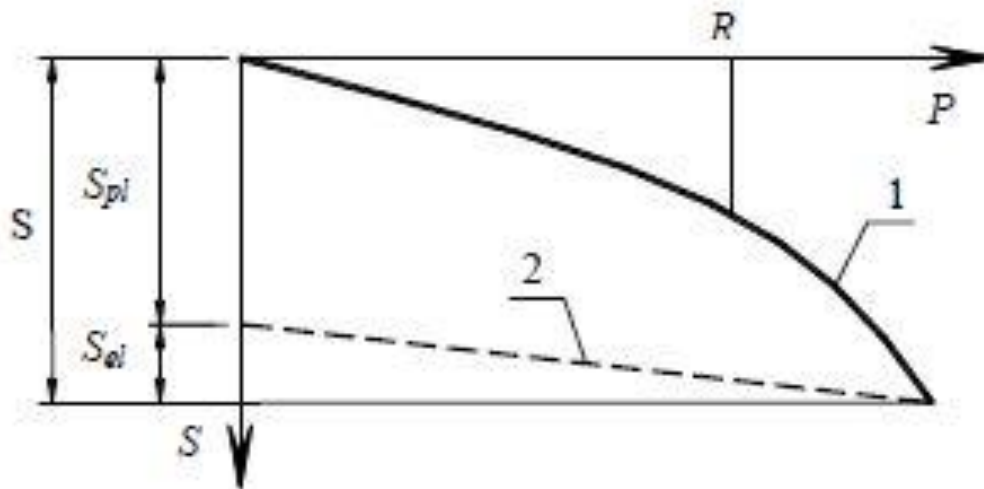
## Полевые методы определения $E_0$

$E_0$  – деформационная характеристика, обобщенно учитывающая упругие и остаточные деформации грунта

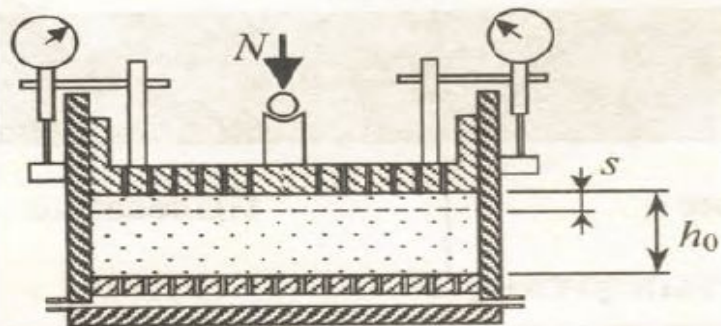


$$E_0 = (1 - \nu^2) \frac{P}{S d}$$

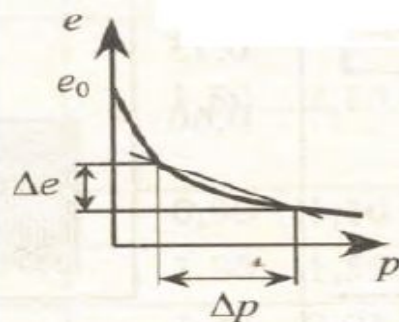
где  $E_0$  – модуль общей деформации грунта (кН/м<sup>2</sup>);  
 $P$  – нагрузка на штамп (кН);  
 $S$  – осадка штампа (м);  
 $d$  – диаметр штампа (м).







$$A = 40, 60 \text{ см}^2, h_0 = 20, 25 \text{ мм}$$



$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}$$

$$m_v = \frac{\beta}{E}$$

$$E = \frac{\Delta p}{\Delta e} (1 + e_0) \beta$$

### Значения коэффициентов [7]

Грунт	$\nu$	$\beta$
Глина	0,42	0,39
Суглинок	0,35	0,62
Супесь и песок	0,30	0,74
Крупнообломочный	0,27	0,80

Разновидность грунтов	Модуль деформации $E$ , МПа
Очень сильно деформируемые	$E \leq 5$
Сильнодеформируемые	$5 < E \leq 10$
Среднедеформируемые	$10 < E \leq 50$
Слабдеформируемые	$E > 50$

### Характерные значения $E$ , МПа

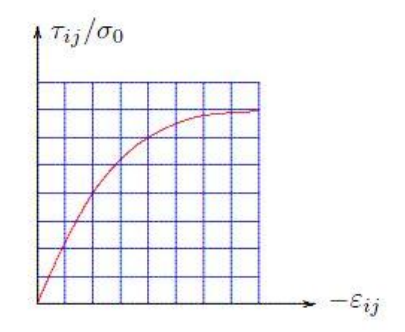
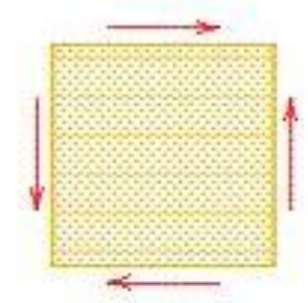
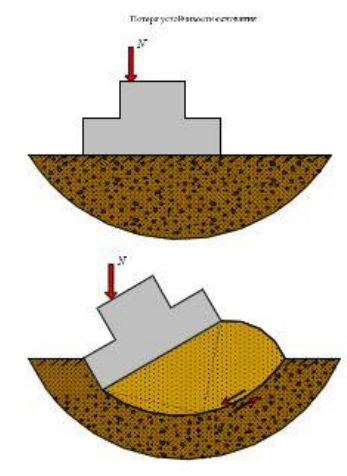
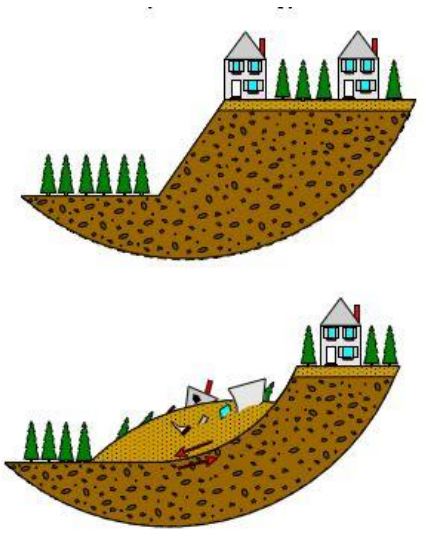
Пески	20...40	Ил	2...5
Глинистые грунты	10...30	Торф	0,2...0,5

### Закон уплотнения (компрессии)

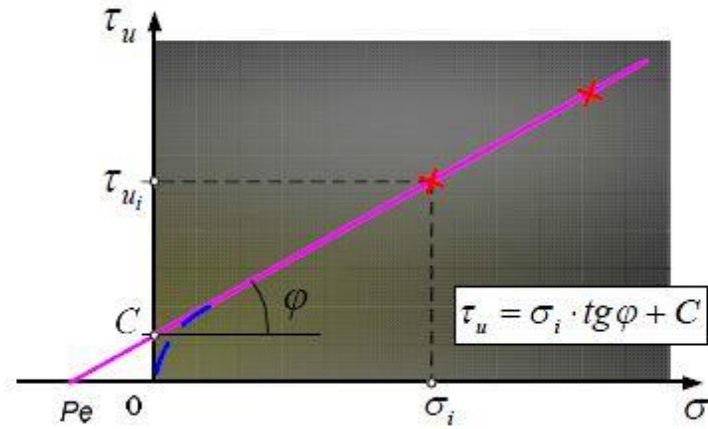
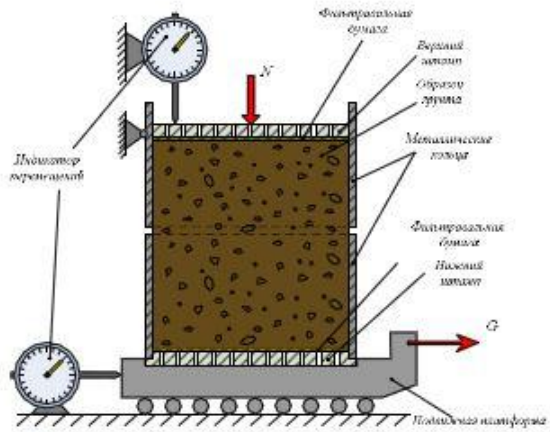
Относительные деформации грунта прямо пропорциональны приложенному давлению:  $\varepsilon = \frac{1}{E} p$ .

Изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально приложенному давлению:  $\Delta e = \frac{1}{E} p(1 + e_0)$ .

## **6. СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ ПЕСЧАНОГО И ГЛИНИСТОГО ГРУНТА. ЗАКОН КУЛОНА**



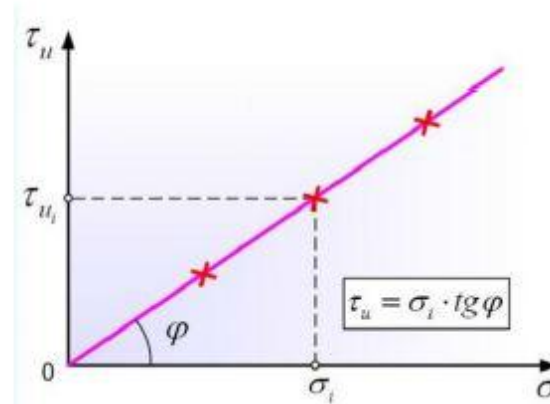
## Глинистый грунт

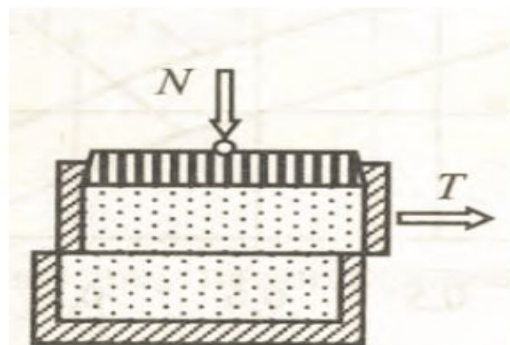


$$\sigma = \frac{N}{A},$$

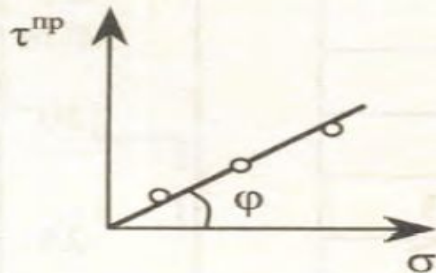
$$\tau_u = \frac{G_{\max}}{A},$$

## Песчаный грунт



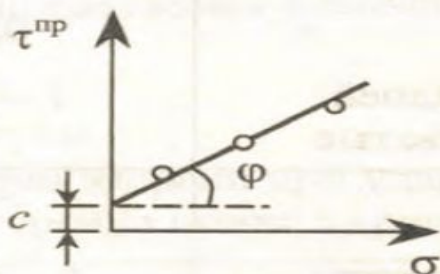


$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad \tau^{\text{пр}} = \frac{T^{\text{max}}}{A}$$



**Пески**

$$\tau^{\text{пр}} = \sigma \text{tg } \varphi$$



**Глинистые грунты**

КД  $\tau^{\text{пр}} = \sigma \text{tg } \varphi + c$

НН  $\tau = (\sigma - \sigma_{\omega}) \text{tg } \varphi + c = y_s \text{tg } \varphi + c$

КД – консолидировано-дренированные

НН – неконсолидированно-недренированные испытания

**Характерные значения c и phi**

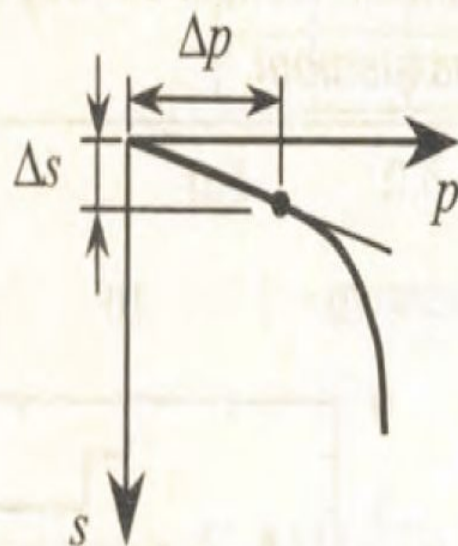
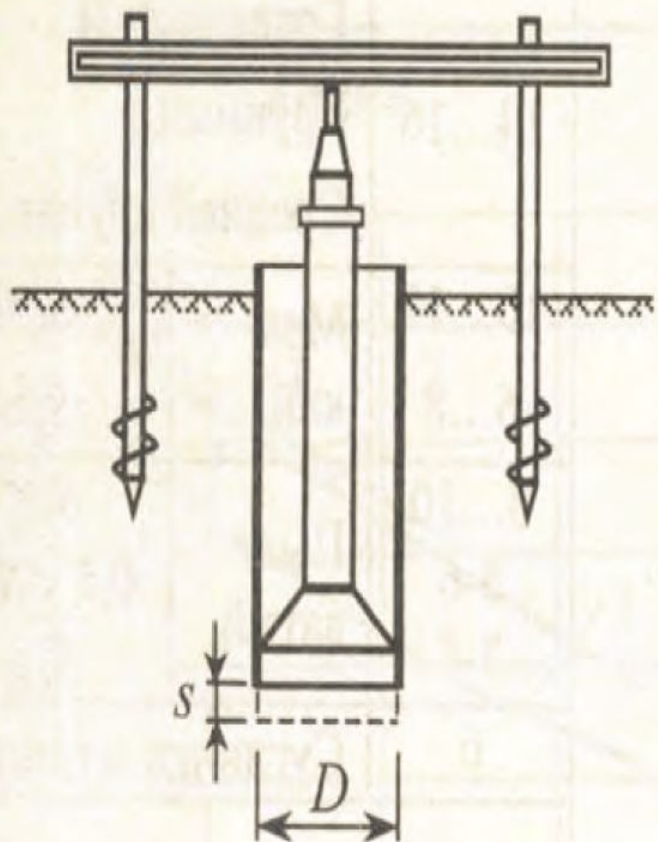
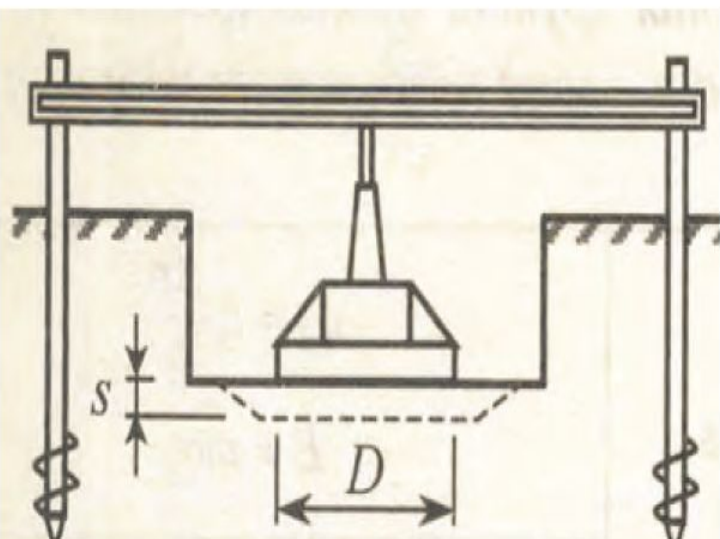
Вид грунтов	c, кПа	phi, ...°
Пески	0...5	25...35
Глинистые грунты	10...50	5...20
Торфы	10...30	5...15
Илы	5...10	5...10

### **Закон Кулона**

Предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению:  $\tau^{\text{пр}} = \sigma \text{tg } \varphi$ .

Предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени от нормального напряжения:  $\tau^{\text{пр}} = \sigma \text{tg } \varphi + c$ .

**7. ПОНЯТИЕ О МОДУЛЕ ДЕФОРМАЦИИ.  
ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ В  
ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ**



Формула Шлейхера

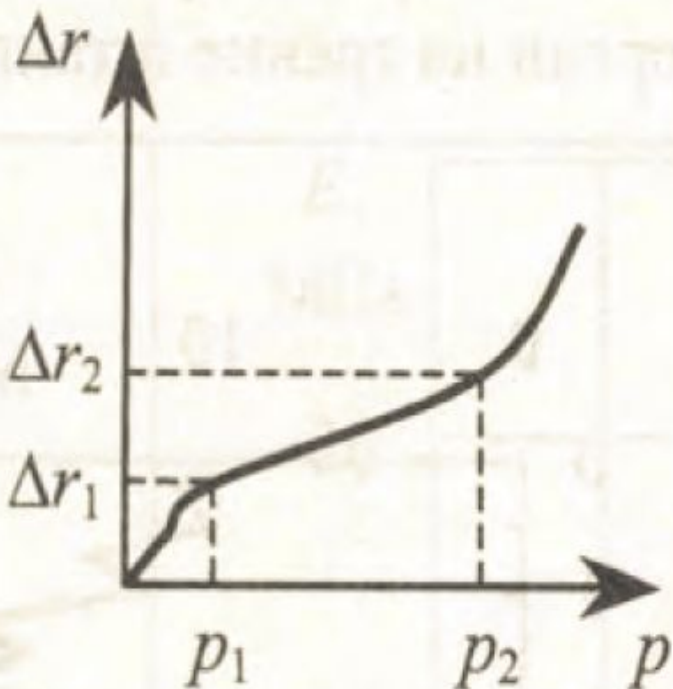
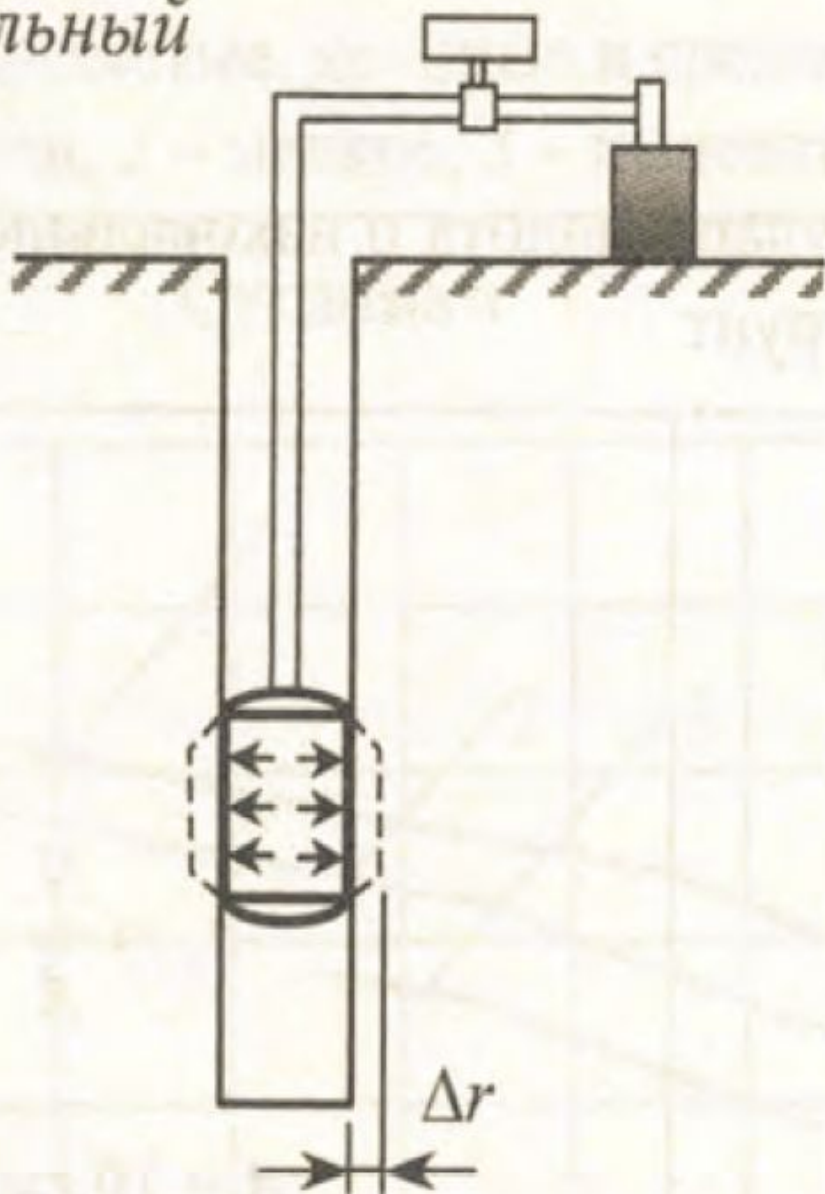
$$E = (1 - \nu^2) \omega D \frac{\Delta p}{\Delta s}$$

$\omega = 0,79$  – для круглых жестких штампов

Основные размеры штампов

Тип штампа	Размеры	
	A, см <sup>2</sup>	D, см
Круглый для шурфов	2500	56,4
	5000	79,8
	10000	112,6
Круглый для скважин	600	27,7

радиальный

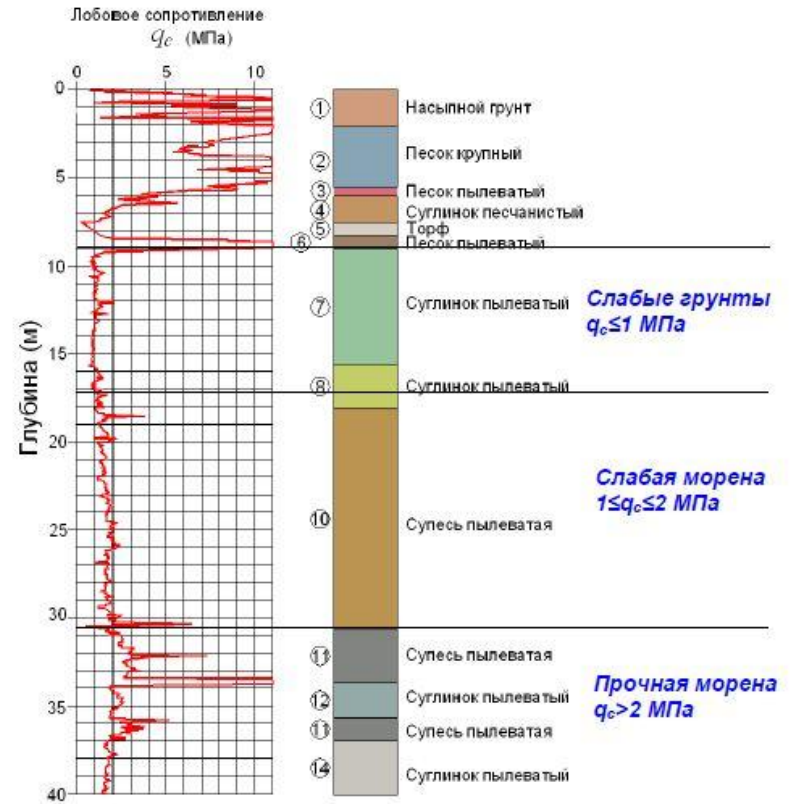
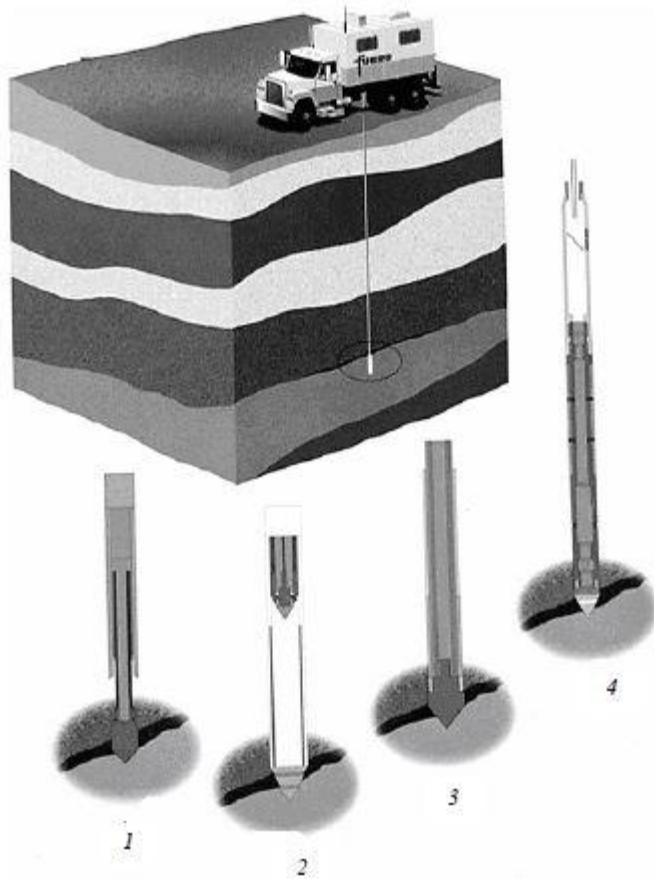


$$E = kr_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}$$

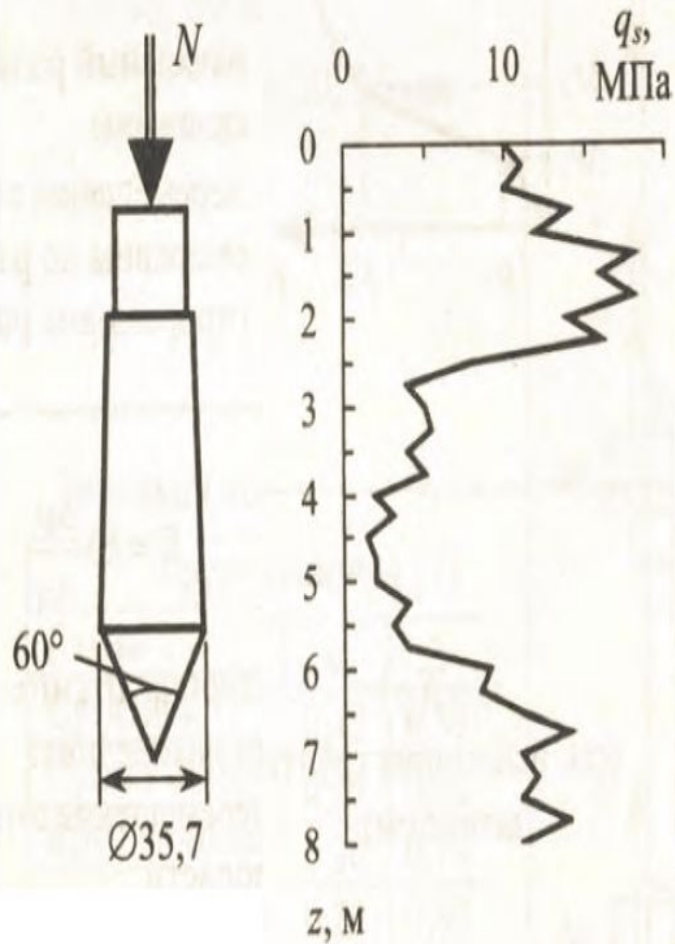
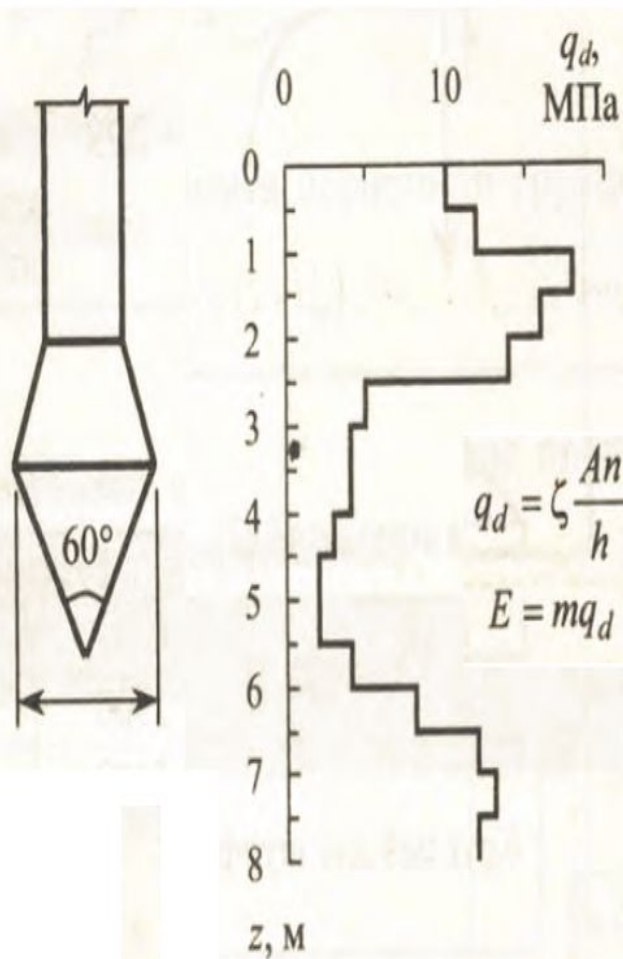
$r_0$  – начальный радиус скважины

$\Delta r$  – перемещение стенки скважины по радиусу (приращение радиуса)





Пример определения сложности геологических условий по данным статического зондирования (CPT)



$A$  – удельная энергия зондирования, определяемая в зависимости от типа установки, Н/см [8, табл. 1]

$n$  – количество ударов молота в залог

$h$  – глубина погружения зонда за залог, см

$\zeta$  – коэффициент, учитывающий потерю энергии при ударе молота о наковальню, на деформации штанг и потерю энергии на трение штанг о грунт

**8. ВИДЫ ВОДЫ В ГРУНТЕ И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА  
СВОЙСТВА ГРУНТОВ. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ  
ГРУНТОВ. КОЭФФИЦИЕНТ ФИЛЬТРАЦИИ.  
ПОНЯТИЕ О НАЧАЛЬНОМ ГРАДИЕНТЕ НАПОРА.  
ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В ГРУНТЕ. ЗАКОН ДАРСИ.**

# ПРОИСХОЖДЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

## **ИНФИЛЬТРАЦИЯ.**

Питание от атмосферных осадков и от поверхностных вод. Осадки в виде дождя, снега, падают на землю и проникают в грунт по порам до водоупорных слоев грунта.

## **ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ СВЯЗЬ С ОТКРЫТЫМИ ВОДОЕМАМИ.**

Воды в открытых водоемах гидравлически связаны с подземными водами и питают подземные воды.

## **КОНДЕНСАЦИЯ ПАРОВ.**

Конденсация водяных паров подземной и надземной атмосферами.

## **ФОРМА ВОДЫ В ГРУНТАХ**

**Свободная вода** – содержится в песчаных грунтах. В этой форме вода может свободно перемещаться во всех направлениях в результате особенностей рельефа местности, разности напорных водяных столбов, гравитационных сил, фильтрации капиллярного подъема и т.д.

**Прочносвязанная вода** – содержится в глинистых грунтах. В этой форме вода связана с частицами грунта электромолекулярными силами притяжения. Поскольку частицы глинистого грунта очень мелкие и водонепроницаемые, то передвижение воды в этой форме очень затруднено и возможно только в случае перехода в газовую фазу (при высушивании).

**Рыхлосвязанная вода** – содержится в глинистых грунтах. В этой форме вода может перемещаться под действием градиентов температуры, влажности, разности электропотенциалов и т.д.

## ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

**Верховодка** – подземная вода расположенная в верхних культурных и техногенных пластах грунтовой толщи. Наличие верховодки обусловлено близким расположением водоупорного слоя грунта от планировочной поверхности рельефа. Образуется верховодка в результате инфильтрации атмосферных осадков и поверхностных вод.

**Подземная свободная вода** – подземная вода расположенная в песчаных грунтах.

Свободная вода может дренироваться на поверхность или иметь

гидравлическую и гидрогеологическую связь с реками, ручьями, болотами и т.д.

Рельеф местности, наличие различных напластований грунтов и тип связи с открытыми водоемами регулирует направление, скорость движения фильтрацию, капиллярный подъем и дренирование грунтовых вод под землей и возможность выхода на поверхность.

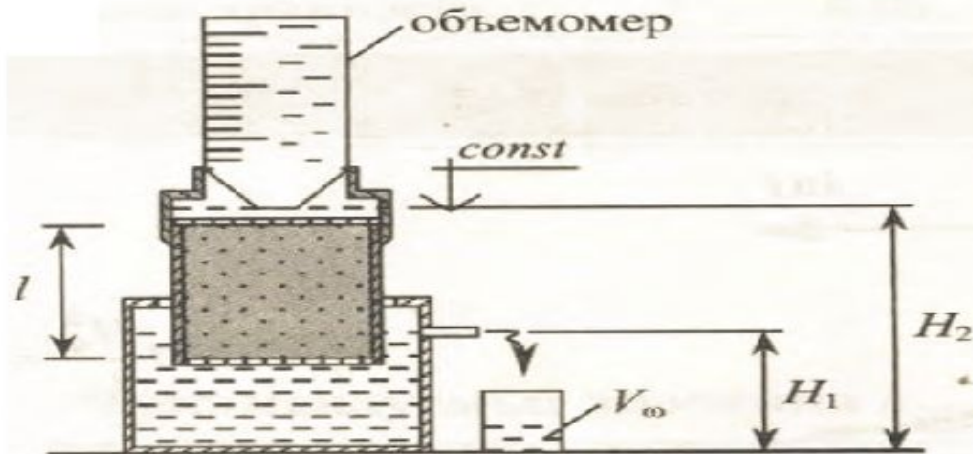
**Подземная связанная вода** – подземная вода расположенная в глинистых грунтах с консистенцией от тугопластичной до полутвердой. Связанная вода обусловлена наличием электромолекулярных и водно-коллоидных связей между частицами грунта и молекулами воды.

**Напорные (межпластовые) воды** - подземные воды перекрытые водоупорными грунтовыми пластами их называют еще водоносными горизонтами. При вскрытии межпластового водоносного горизонта скважиной напорные воды поднимаются в скважине и устанавливаются выше водоупорной кровли водоносного пласта.

**Жиловая вода** – подземная вода расположенная в тонких песчаных прослойках водоупорных глинистых грунтов.

**Карстовая вода** – подземная вода расположенная в карстовых трещинах, каналах и пустотах у скальных грунтов. Питание карстовых вод происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков и поверхностных вод.

**Артезианская вода** – подземная вода расположенная на значительных глубинах, как правило эти воды напорные так как имеет над своей кровлей и подошвой водоупорный грунт.



$$v = \frac{V_{\omega}}{At}$$

$$I = \frac{H_2 - H_1}{l}$$

$$k_f = \operatorname{tg} \alpha$$

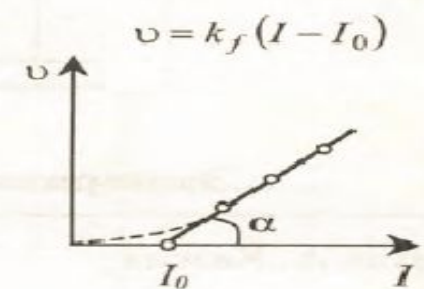
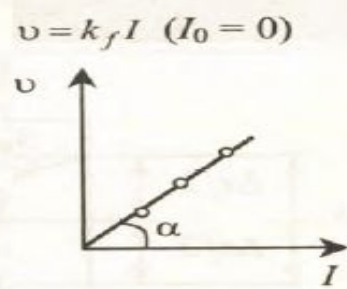
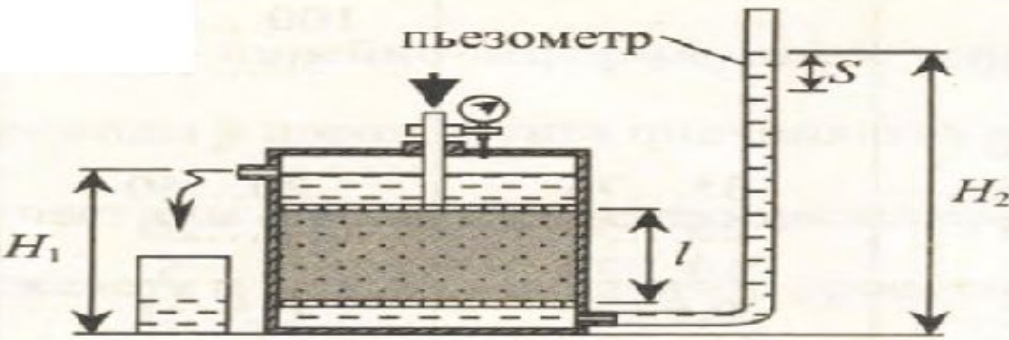
ИЛИ

$$k_f = \frac{v}{I} = \frac{V_{\omega}}{Atl}$$

$$k_f = \operatorname{tg} \alpha$$

ИЛИ

$$k_f = \varphi \frac{a l}{A t}$$



$\varphi$  – коэффициент, зависящий от величины падения столба воды в трубке ( $S$ ), определяемый по графику или формуле

$$\varphi = -\ln\left(1 - \frac{S}{H_0}\right), \quad H_0 = H_2 - H_1$$

$a$  – площадь поперечного сечения трубки (пьезометра)

*Фильтрация – движение свободной (гравитационной) воды в порах грунта в условиях полного насыщения.*

*Коэффициент фильтрации – скорость фильтрации при градиенте напора, равном единице, и линейном законе фильтрации.*

**Закон Дарси**

Скорость фильтрации прямо пропорциональна гидравлическому градиенту:

$$v = k_f (I - I_0).$$

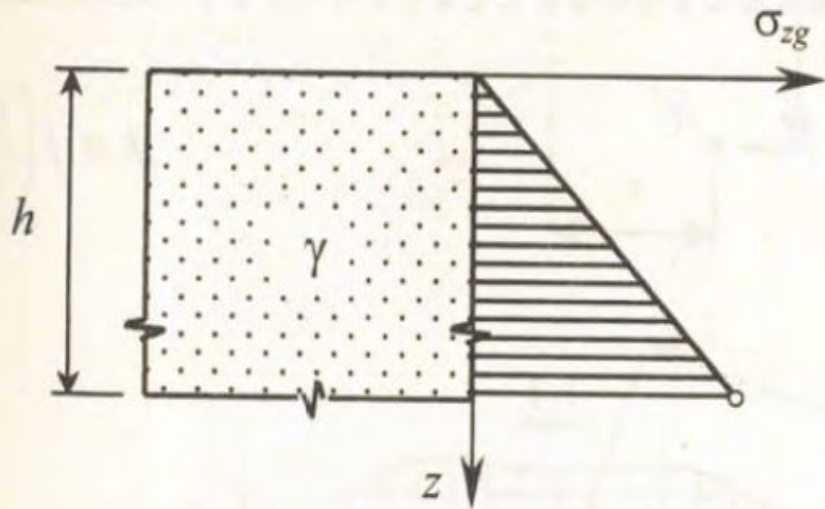
### Ориентировочные значения $k_f$

Наименование грунта	Значения $k_f$ , м/сут, по данным разных источников			
	[11]	[15]	[16]	[17]
Галечниковый	> 200	-	100...1000	100...200
Гравийный	100...200	-	50...150	-
Песок:				
гравелистый	50...100	-	-	-
крупный	25...75	35...75	20...50	15...50
средней крупности	10...25	20...50	5...20	5...15
мелкий	2...10	10...25	1...5	0,5...1
пылеватый	0,1...2	0,5...5	0,5...1	0,5...1
Супесь	0,1...0,7	0,1...1,0	0,1...5	0,1...0,5
Суглинок	0,005...0,4	0,04...0,4	< 0,05	0,001...0,1
Глина	< 0,005	< 0,001	-	< 0,001
Торф	0,01...4	0,01...4	-	-

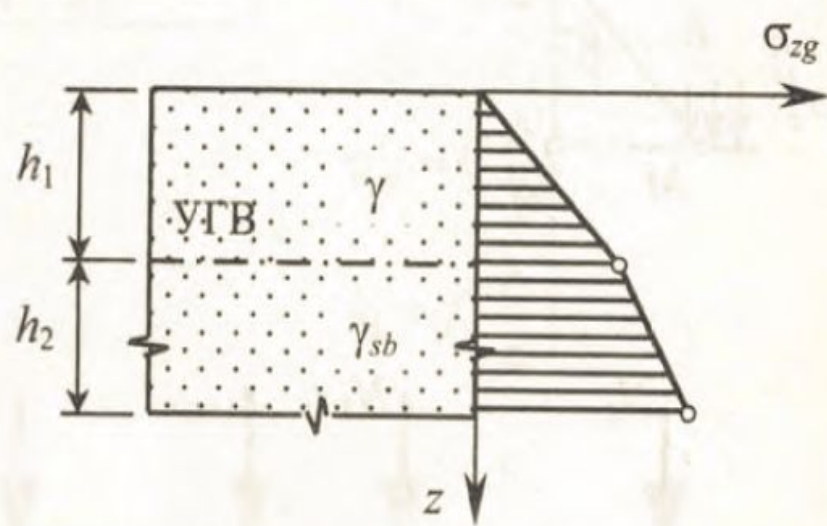
Разновидность грунтов	Коэффициент фильтрации $K_\phi$ , м/сут
Водонепроницаемый	$K_\phi \leq 0,005$
Слабоводопроницаемый	$0,005 < K_\phi \leq 0,3$
Водопроницаемый	$0,3 < K_\phi \leq 3$
Сильноводопроницаемый	$3 < K_\phi \leq 30$
Очень сильноводопроницаемый	$K_\phi > 30$

# **9. НАПРЯЖЕНИЯ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТОВ**

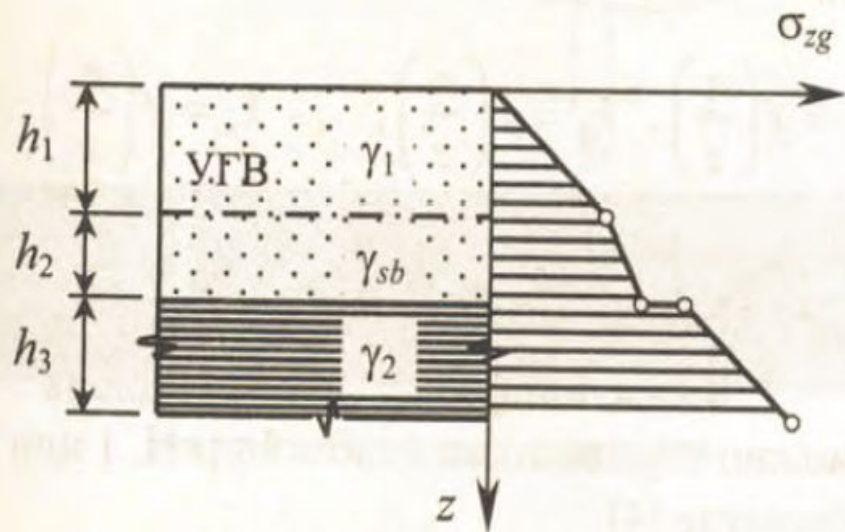




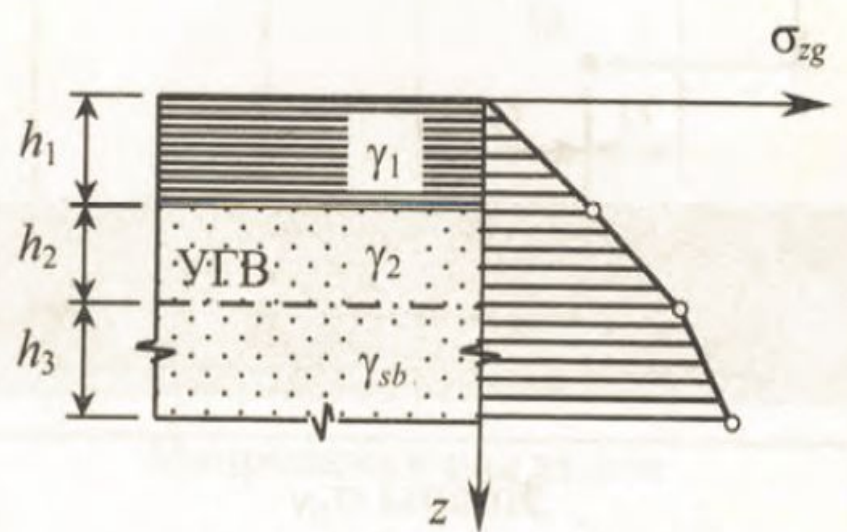
$$z = h \rightarrow \sigma_{zg} = \gamma h$$



$$z = h_1 + h_2 \rightarrow \sigma_{zg} = \gamma h_1 + \gamma_{sb} h_2$$



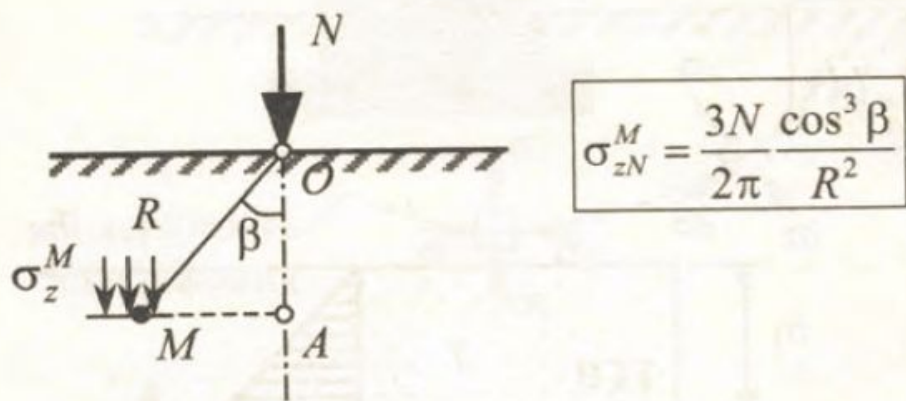
$$z = h_1 + h_2 + h_3 \rightarrow \sigma_{zg} = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sb} h_2 + \gamma_2 h_3$$



$$z = h_1 + h_2 + h_3 \rightarrow \sigma_{zg} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_{sb} h_3$$

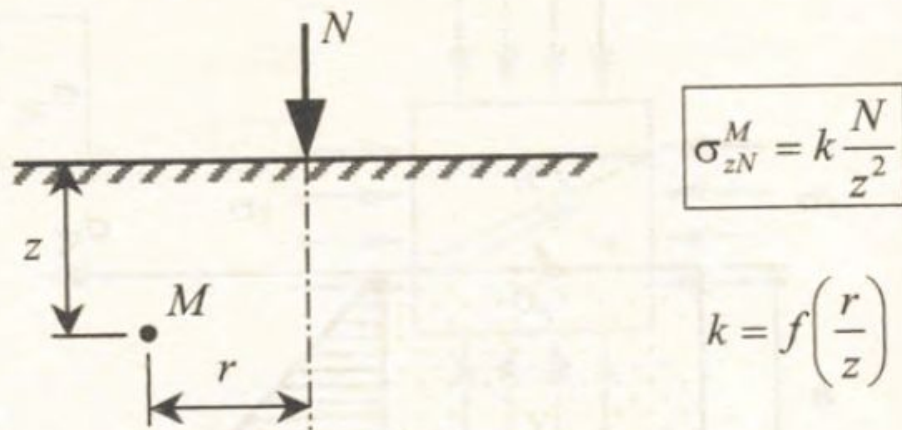
# **10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА ОТ НЕСКОЛЬКИХ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ**

### В полярных координатах



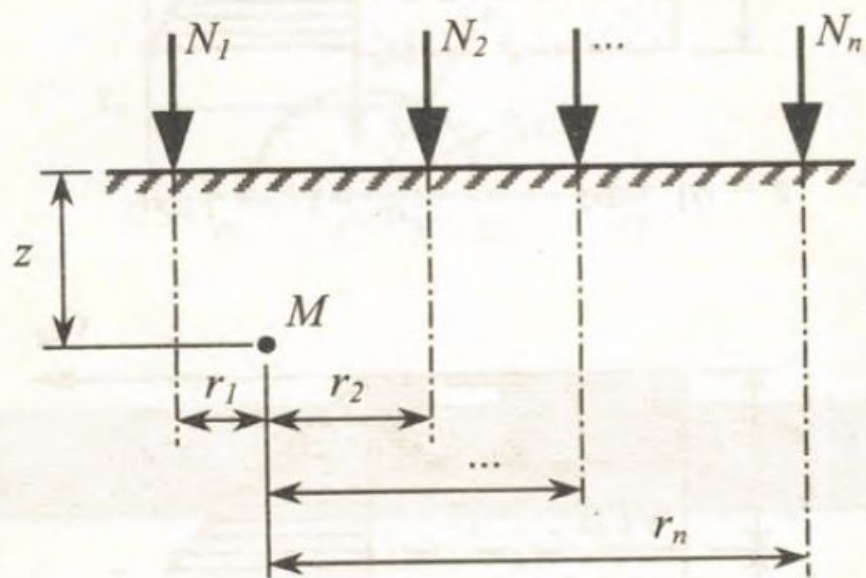
$$\sigma_{zN}^M = \frac{3N \cos^3 \beta}{2\pi R^2}$$

### В прямоугольных координатах



$$\sigma_{zN}^M = k \frac{N}{z^2}$$

$$k = f\left(\frac{r}{z}\right)$$



$$\sigma_{zN}^M = \frac{1}{z^2} (k_1 N_1 + k_2 N_2 + \dots + k_n N_n)$$

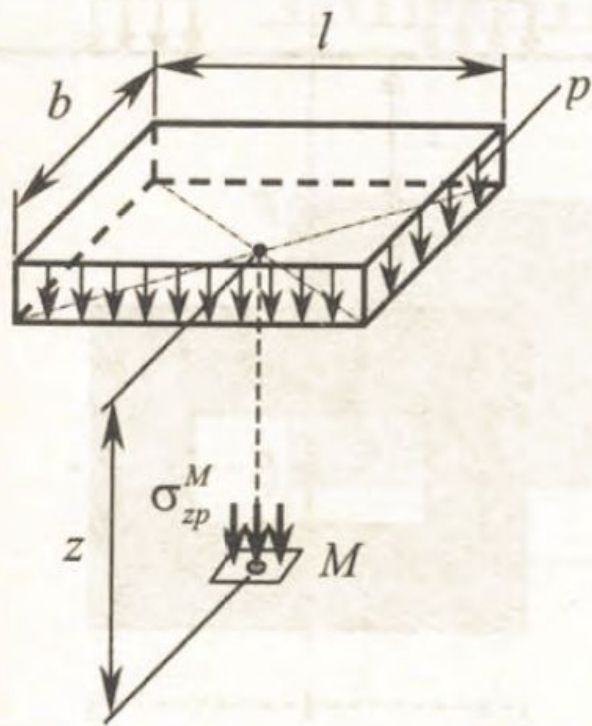
$$k_1 = f\left(\frac{r_1}{z}\right), \quad k_2 = f\left(\frac{r_2}{z}\right), \quad \dots \quad k_n = f\left(\frac{r_n}{z}\right)$$

**Комментарий.** Коэффициент  $k$  можно определить по табл. 1 прил. 1 или по формуле [4]

$$k = \frac{3}{2\pi \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

# **11. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ РАВНОМЕРНО-РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩЕЙ ПО ПРЯМОУГОЛЬНИКУ**

### Напряжения под центром

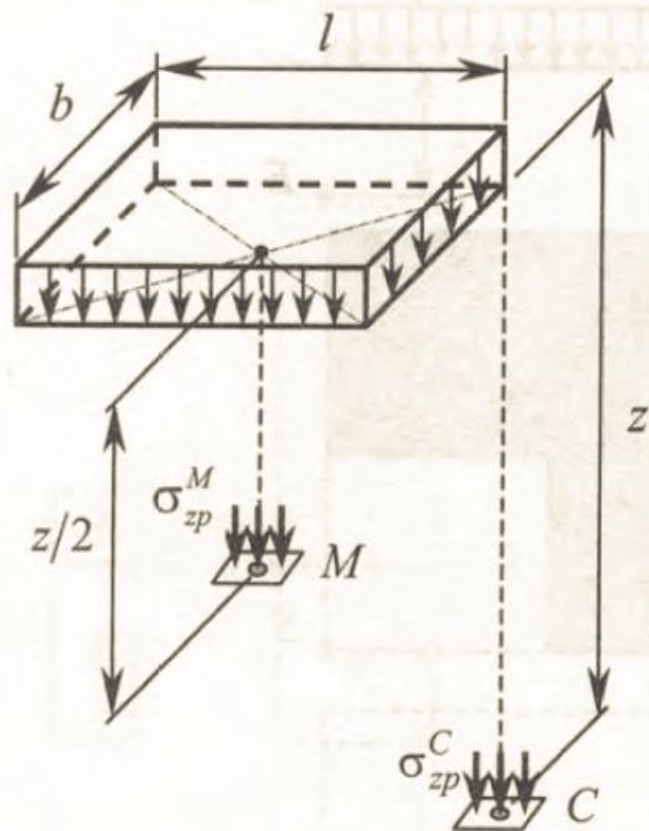


$$\sigma_{zp}^M = \alpha^M p$$

$$\alpha^M = f(\eta; \zeta), \quad \eta = \frac{l}{b}, \quad \zeta = \frac{2z}{b}$$

$\zeta$  – относительная глубина

### Напряжения под углом



$$\sigma_{zp}^C = 0,25 \sigma_{zp}^M$$

$$\sigma_{zp}^C = 0,25 \alpha^C p$$

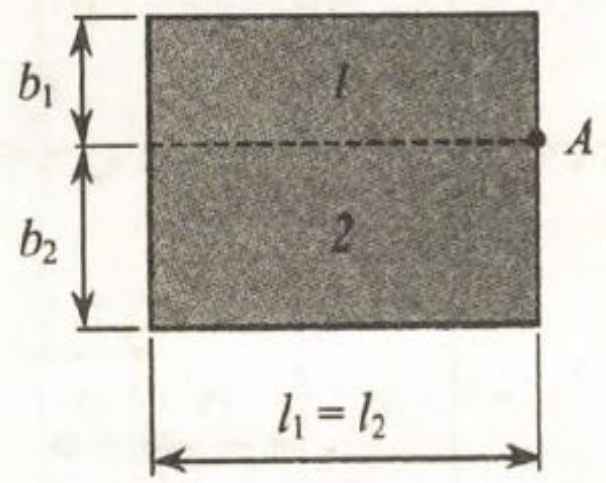
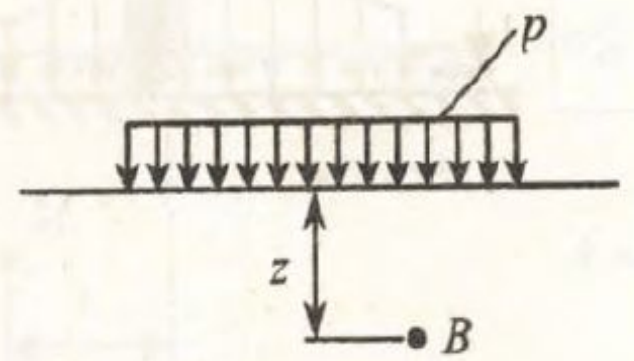
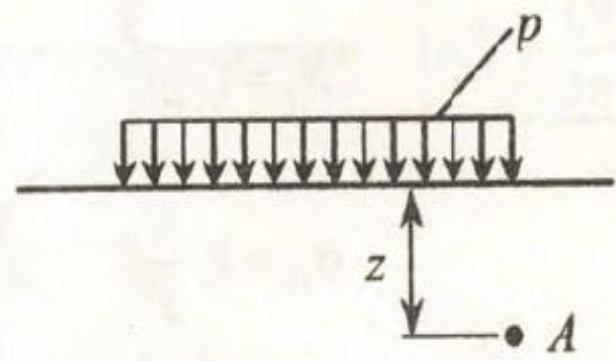
$$\alpha^C = f(\eta; \zeta), \quad \eta = \frac{l}{b}, \quad \zeta = \frac{z}{b}$$

Вертикальные сжимающие напряжения под углом прямоугольной площади загрузки равны  $\frac{1}{4}$  напряжений под ее центром на половинной глубине

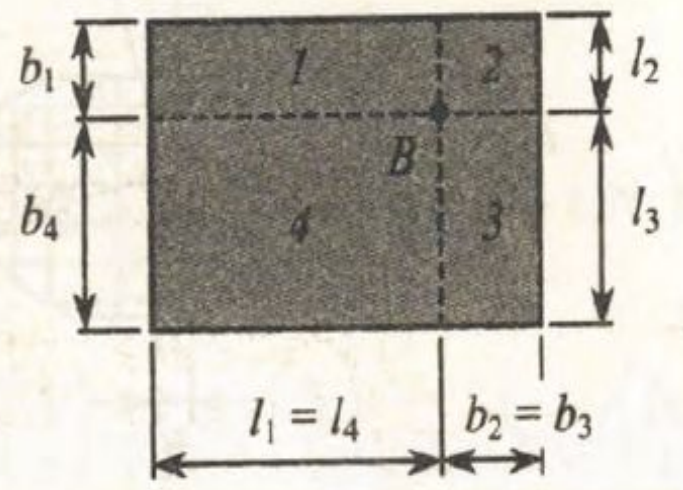
## **12. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДОМ УГЛОВЫХ ТОЧЕК**

$$\sigma_{zp} = 0,25 p \sum_{i=1}^n \alpha_i$$

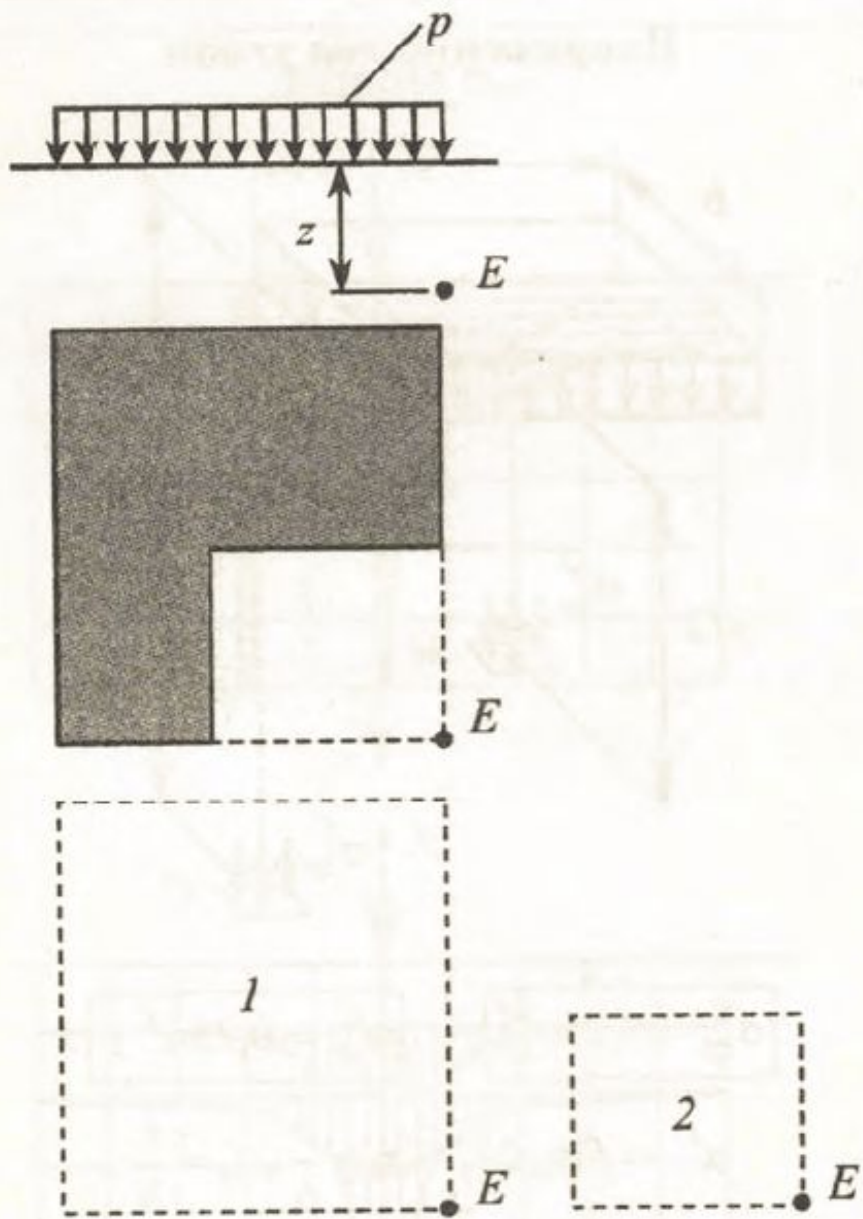
$$\alpha_i = f\left(\frac{l_i}{b_i}; \frac{z}{b_i}\right), \quad l_i \geq b_i$$



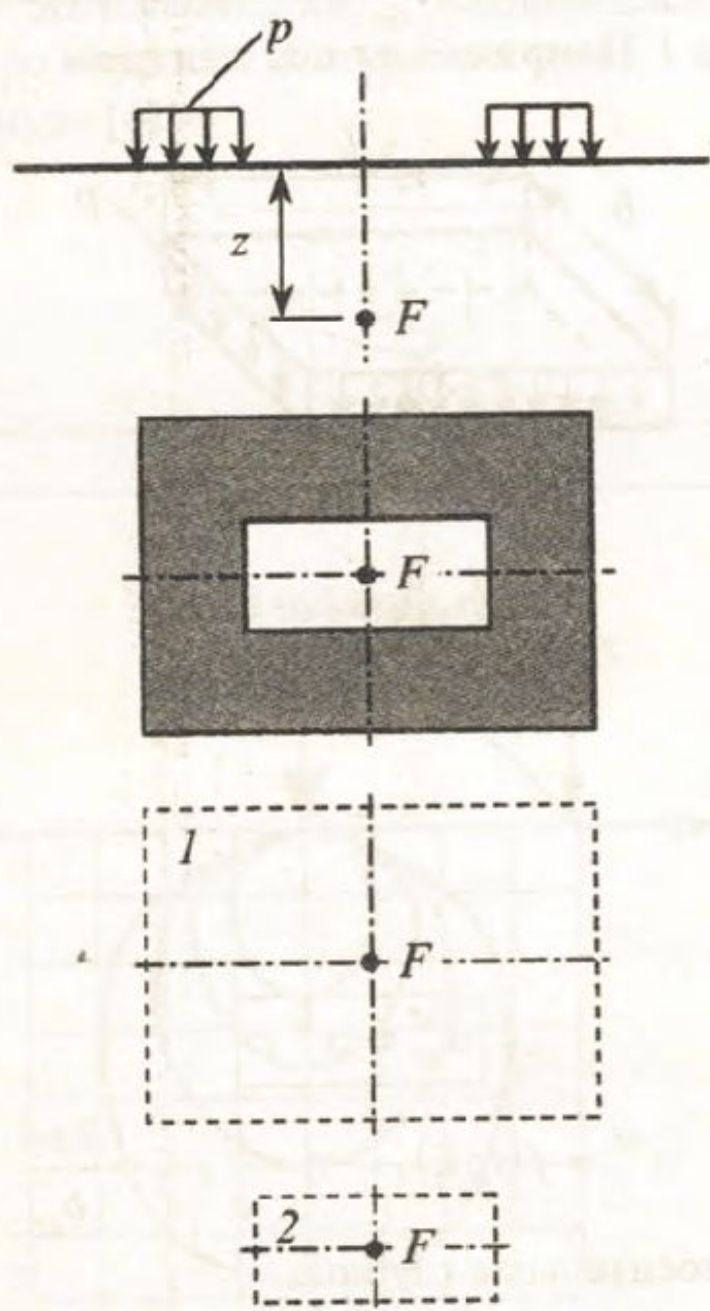
$$\sigma_{zp}^A = 0,25(\alpha_1 + \alpha_2)p$$



$$\sigma_{zp}^B = 0,25(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)p$$

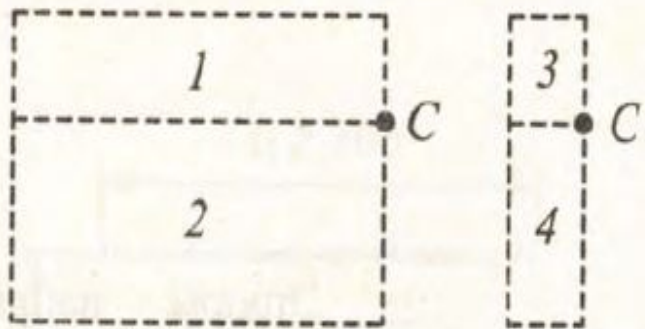
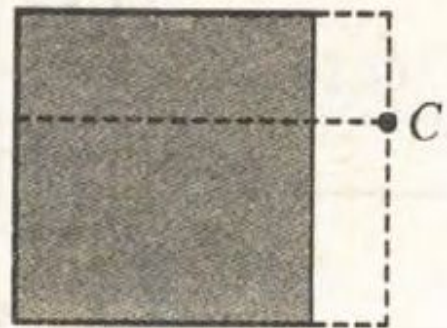
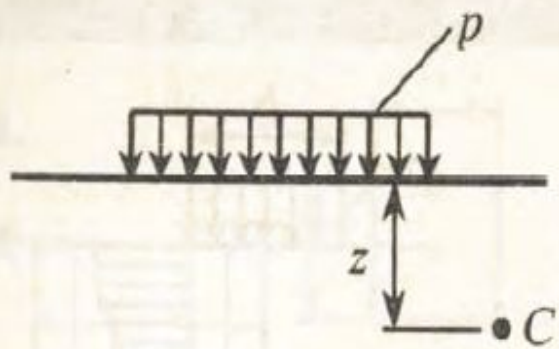


$$\sigma_{zp}^E = 0,25(\alpha_1 - \alpha_2)p$$

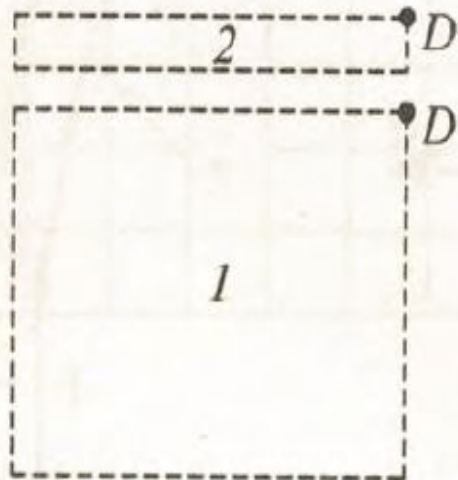
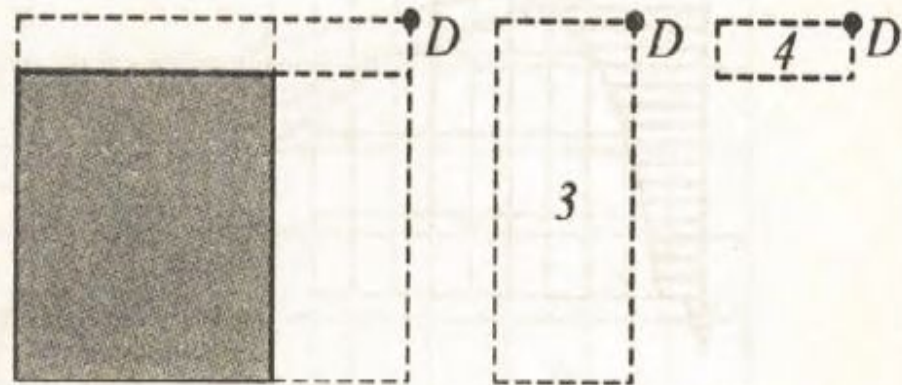
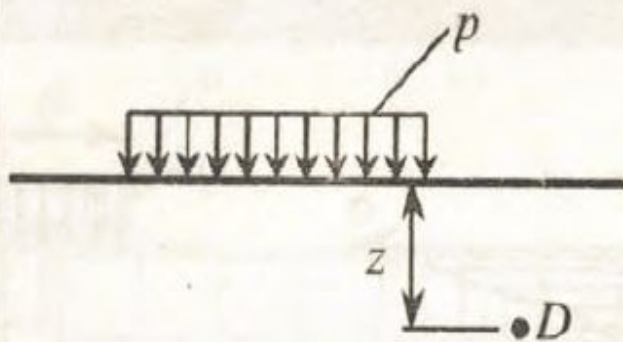


$$\sigma_{zp}^F = (\alpha_1 - \alpha_2)p$$

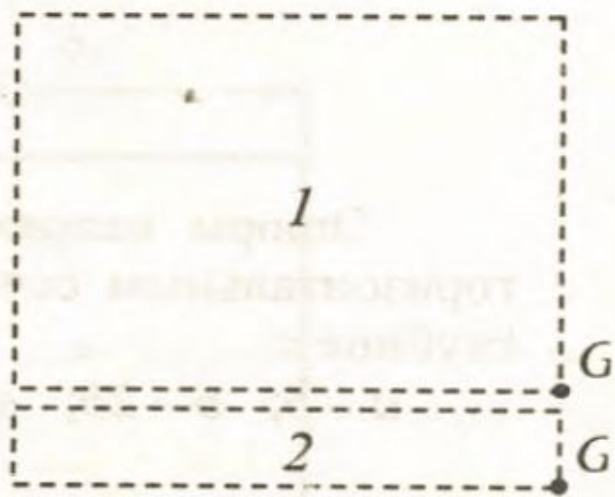
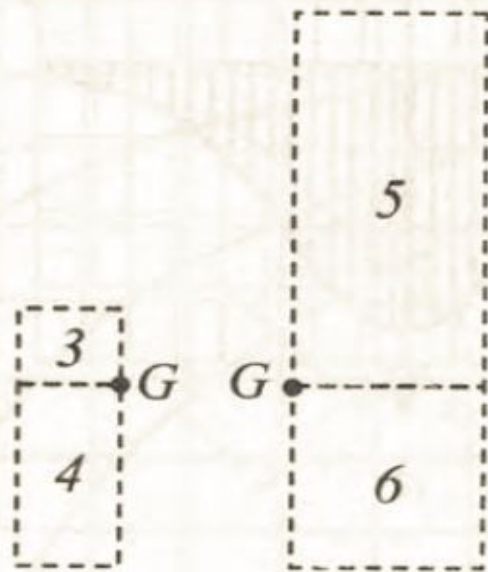
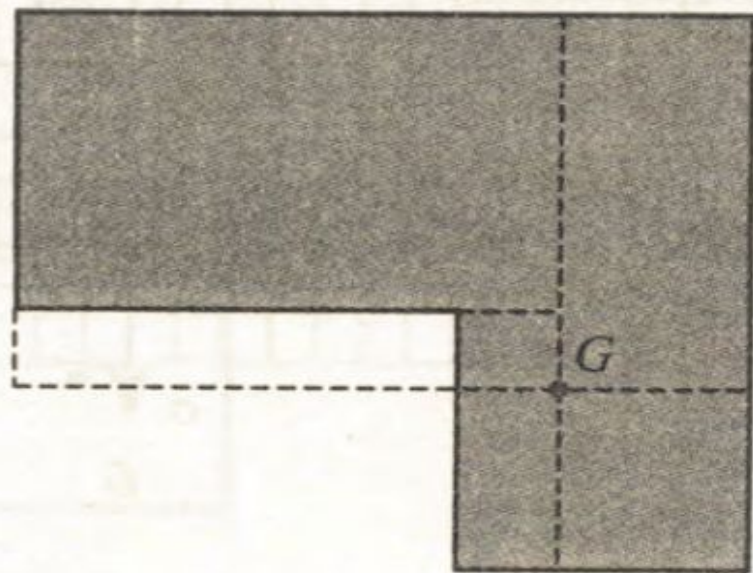
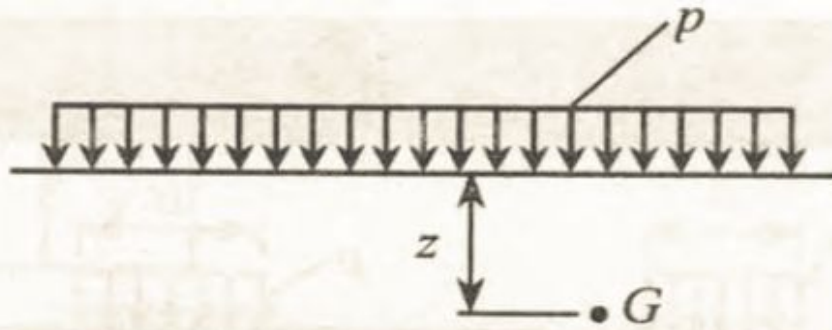




$$\sigma_{zp}^C = 0,25(\alpha_1 + \alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_4)p$$



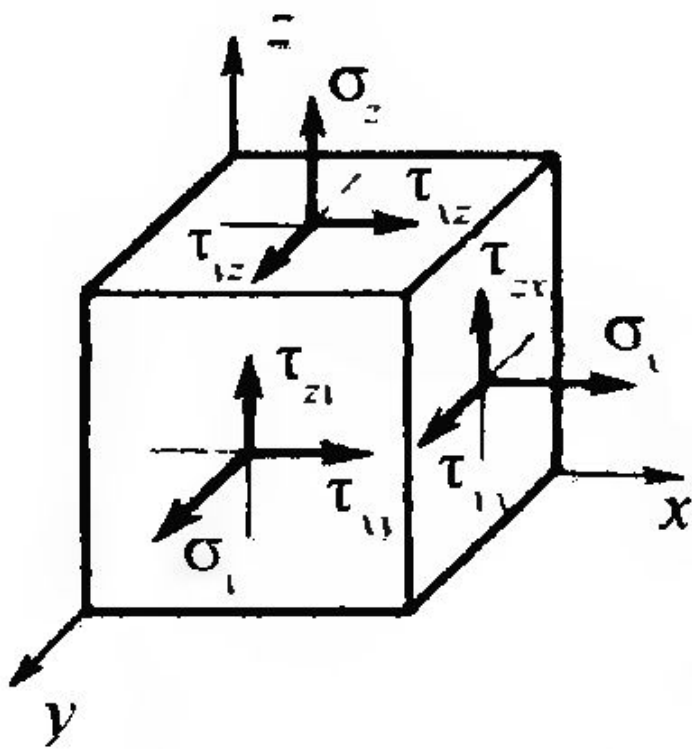
$$\sigma_{zp}^D = 0,25(\alpha_1 - \alpha_2 - \alpha_3 + \alpha_4)p$$



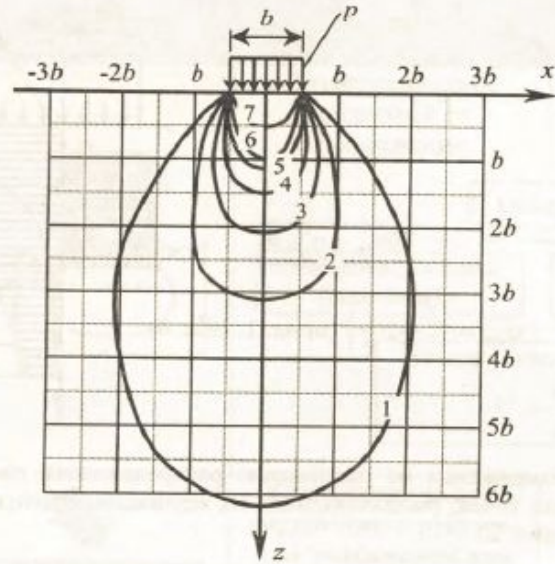
$$\sigma_{zp}^G = 0,25(\alpha_1 - \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 + \alpha_5 + \alpha_6)p$$

**13. ГРАФИЧЕСКОЕ ИЗОБРАЖЕНИЕ  
РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ  
(ЭПЮРЫ НАПРЯЖЕНИЙ, ИЗОБАРЫ)**

# Линии равных напряжений (изобары) от полосовой нагрузки

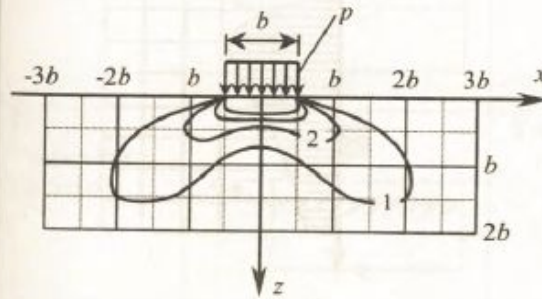


Нормальные вертикальные напряжения  $\sigma_{zp}$



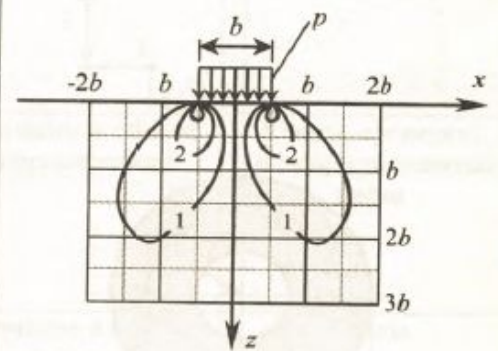
1 -  $0,1p$ ; 2 -  $0,2p$ ; 3 -  $0,3p$ ; 4 -  $0,4p$ ; 5 -  $0,5p$ ; 6 -  $0,6p$ ; 7 -  $0,8p$

Нормальные горизонтальные напряжения  $\sigma_{xp}$



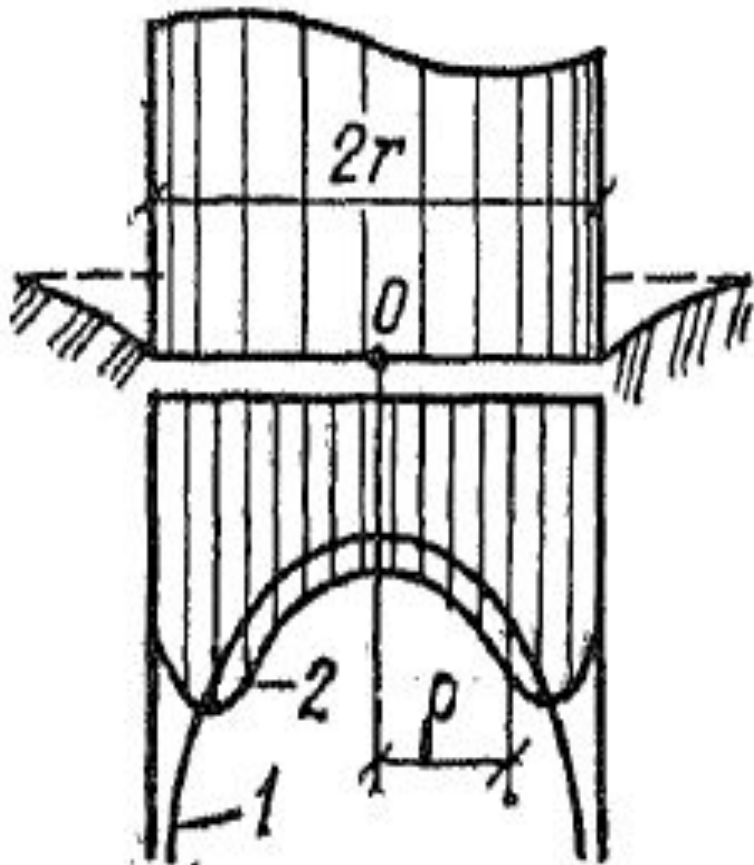
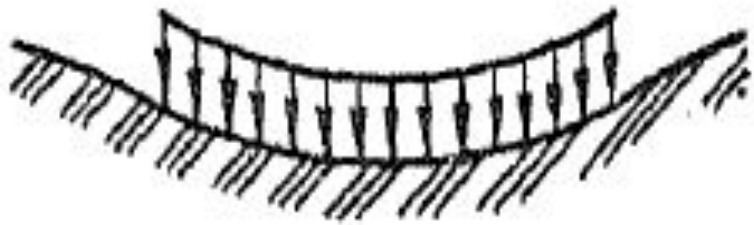
1 -  $0,1p$ ; 2 -  $0,2p$ ; 3 -  $0,3p$ ; 4 -  $0,4p$

Касательные напряжения  $\tau_{xz}$



1 -  $0,1p$ ; 2 -  $0,2p$ ; 3 -  $0,3p$

## **14. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ ЖЕСТКОГО ШТАМПА**



$$\Gamma \approx 10 \cdot \frac{E_o \cdot l^3}{E_b \cdot h_1^3} - \text{гибкость фундамента}$$

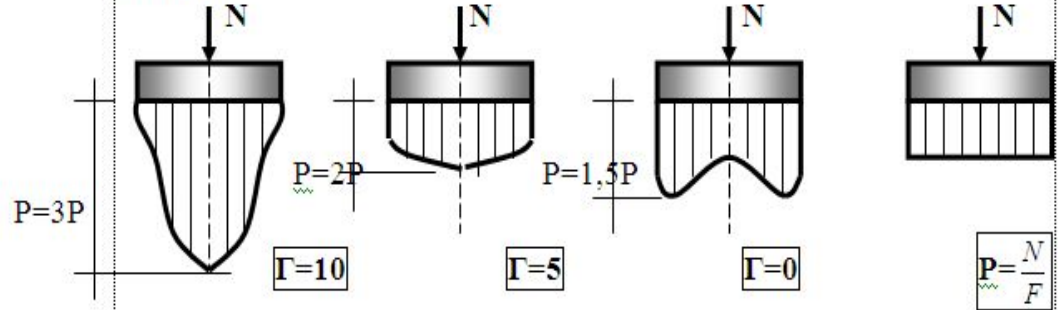
$E_o$  – модуль деформации грунта

$l$  – полудлина фундамента (балки)

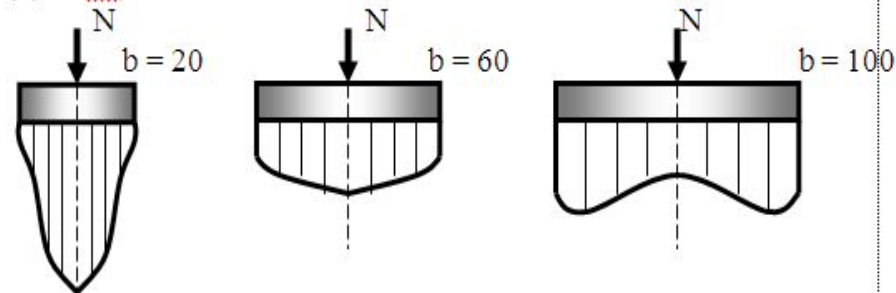
$E_b$  – модуль упругости материала фундамента

$h_1$  – высота фундамента

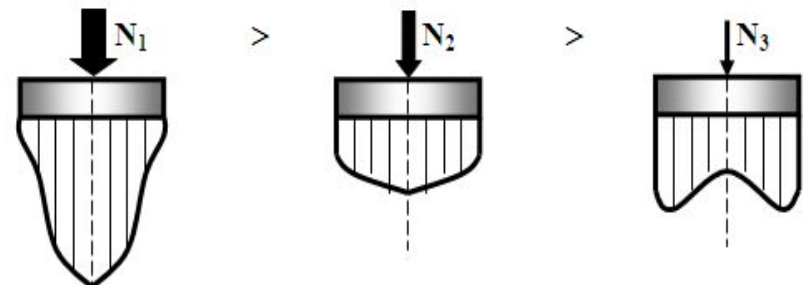
$N = \text{const}$



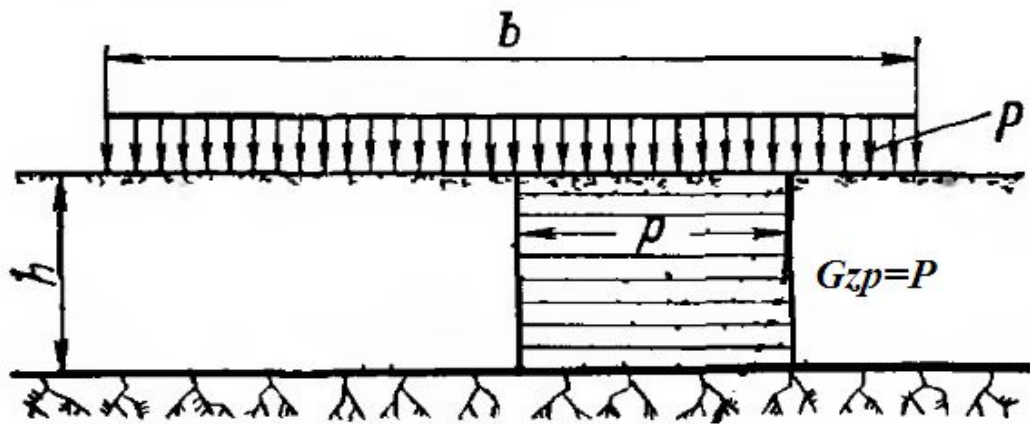
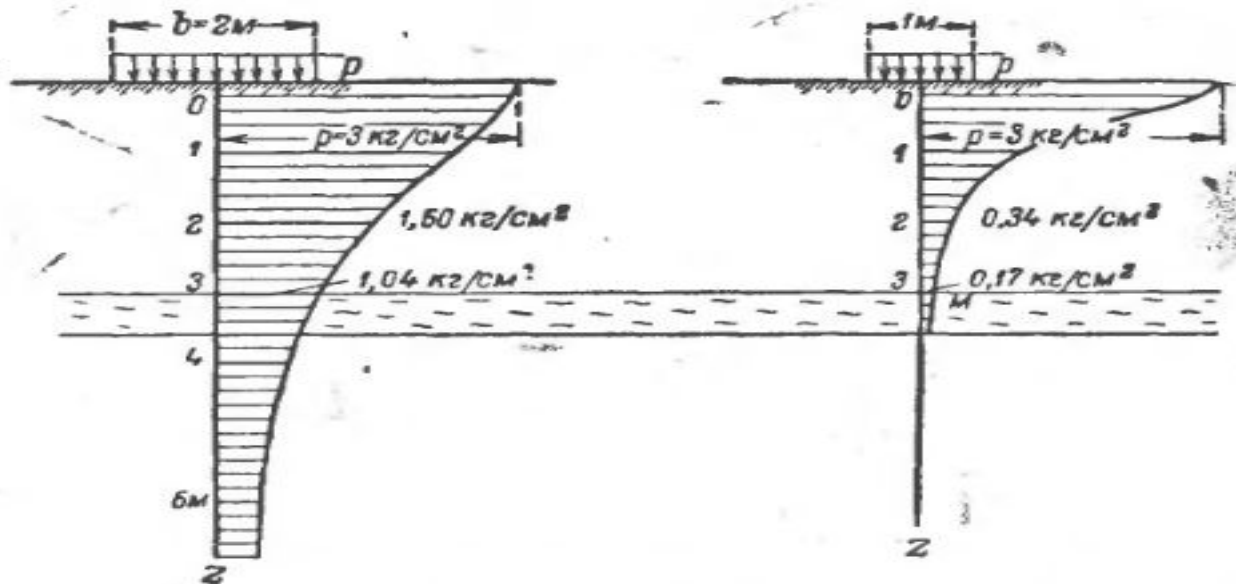
$P = f(b)$  ;  $m_x - \text{const}$  ;  $N - \text{const}$



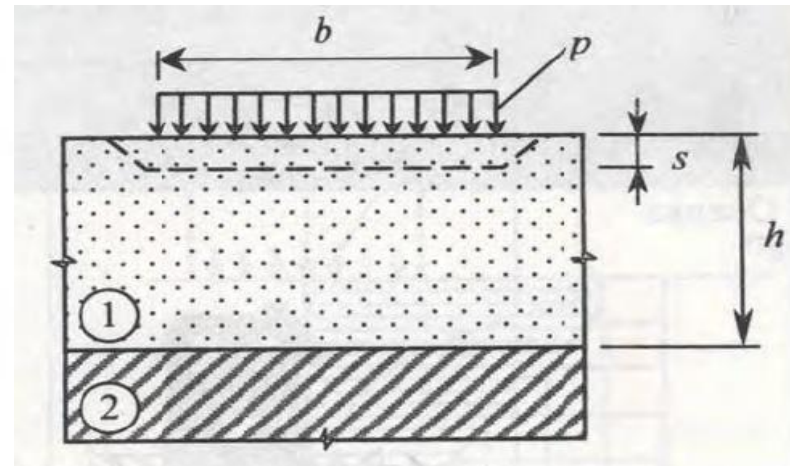
$P = f(N)$  ;  $m_x - \text{const}$  ;  $F - \text{const}$



# **15. ОСАДКА СЛОЯ ГРУНТА ПРИ СПЛОШНОЙ НАГРУЗКЕ**



*Прочный малосжимаемый грунт*



$$s = \frac{ph}{E_1} \beta$$



# **16. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ ПРИ ОДНОРОДНОМ НАПЛАСТОВАНИИ ГРУНТОВ**

### 6.8. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ Н. А. ЦЫТОВИЧА [51]

Согласно решениям теории линейно деформируемых тел, к которым относят грунты, осадка поверхности изотропного полупространства при местной равномерно распределенной нагрузке может быть найдена из выражения

$$s = [\omega b (1 - \nu_0^2) p_0] / E_0, \quad (6.19)$$

где  $\omega$  — коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента;  $b$  — ширина подошвы фундамента, м;  $\nu_0$  — коэффициент Пуассона грунта;  $p_0$  — средняя интенсивность давления по подошве фундамента, под действием которой уплотняется грунт основания, кПа, вычисляемая по формуле (6.13);  $E_0$  — модуль деформации грунта, кПа.

Формула (6.19) учитывает все компоненты напряжений.

Проф. Н. А. Цытович для расчета осадки фундаментов формулу (6.19) привел к виду

$$s = h_3 m_{vm} p_0, \quad (6.20)$$

где  $m_{vm}$  — средний коэффициент относительной сжимаемости грунта, кПа<sup>-1</sup>;  $h_3$  — мощность эквивалентного слоя, м, определяемая из выражения

$$h_3 = A \omega b, \quad (6.21)$$

где  $A \omega$  — коэффициент эквивалентного слоя, зависящий от коэффициента Пуассона  $\nu_0$ , формы подошвы и жесткости фундамента (см. табл. 6.8).

$$m_{vi} = \frac{\beta_i}{E_i}$$

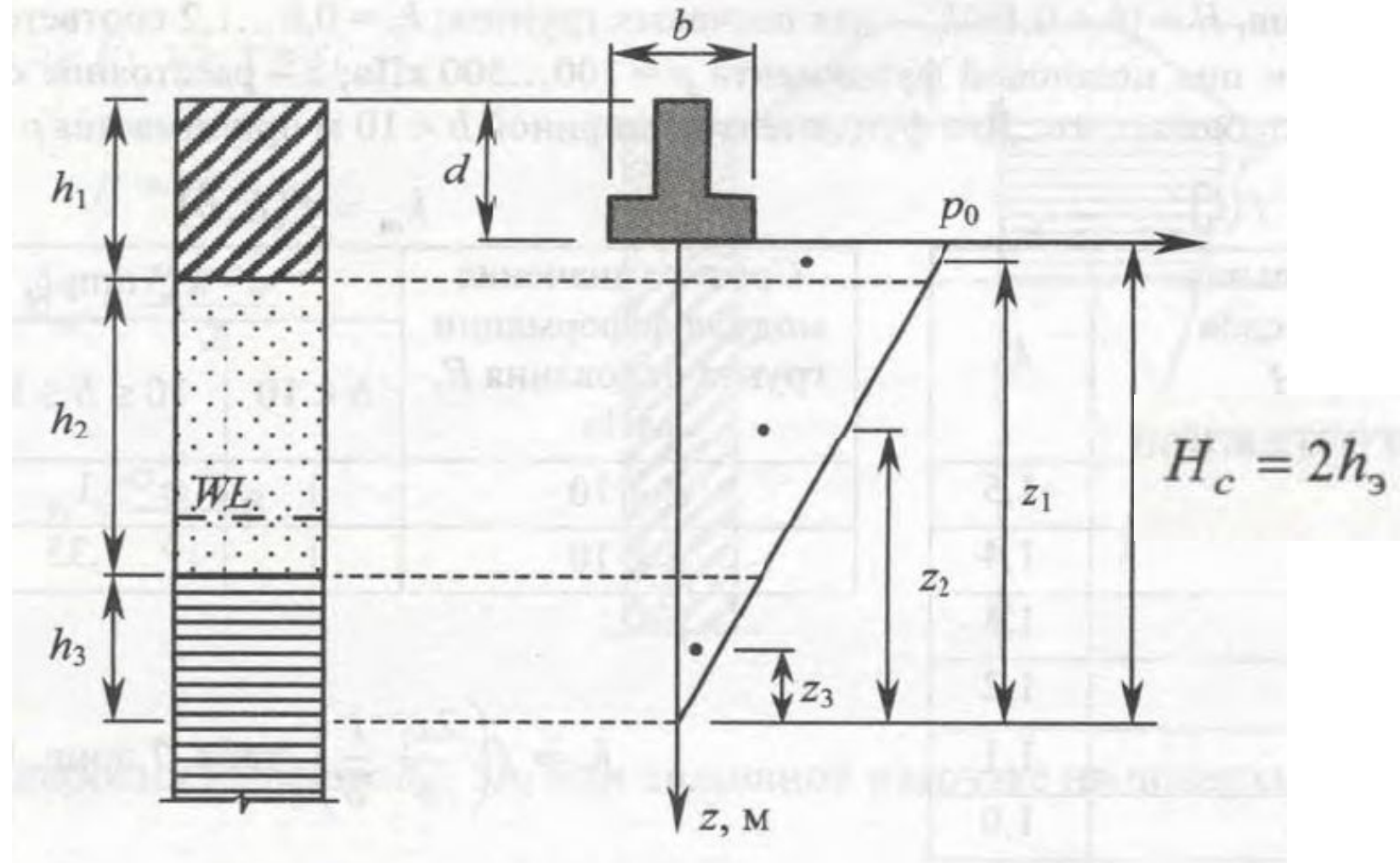
$$p_0 = p - \sigma_{zg0}$$

Таблица 6.8. Значение коэффициента эквивалентного слоя  $A\omega$

Соотношение слоев $K_{II}$	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Тяжелые глины сильно пластичные		
	Твердые глины и суглинки			Супеси						Глины пластичные								
	$v_0=0,10$			$v_0=0,20$			$v_0=0,25$			$v_0=0,30$			$v_0=0,35$			$v_0=0,40$		
1	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6	2,25	1,98	—	2,37	2,09	—	2,50	2,21	—	2,72	2,41	—	3,14	2,76	—	4,00	3,53	—
7	2,35	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—	2,84	2,51	—	3,26	2,87	—	4,18	3,67	—
8	2,43	2,14	—	2,56	2,26	—	2,70	2,40	—	2,94	2,61	—	3,38	2,98	—	4,32	3,82	—
9	2,51	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—	3,03	2,69	—	3,49	3,08	—	4,46	3,92	—
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Коэффициенты	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$

Примечание.  $A\omega_0$  — для центра тяжести гибкого фундамента;  $A\omega_m$  — для средней осадки гибкого фундамента;  $A\omega_{const}$  — для осадки жесткого фундамента.

# **17. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ ПРИ СЛОИСТОМ НАПЛАСТОВАНИИ ГРУНТОВ**

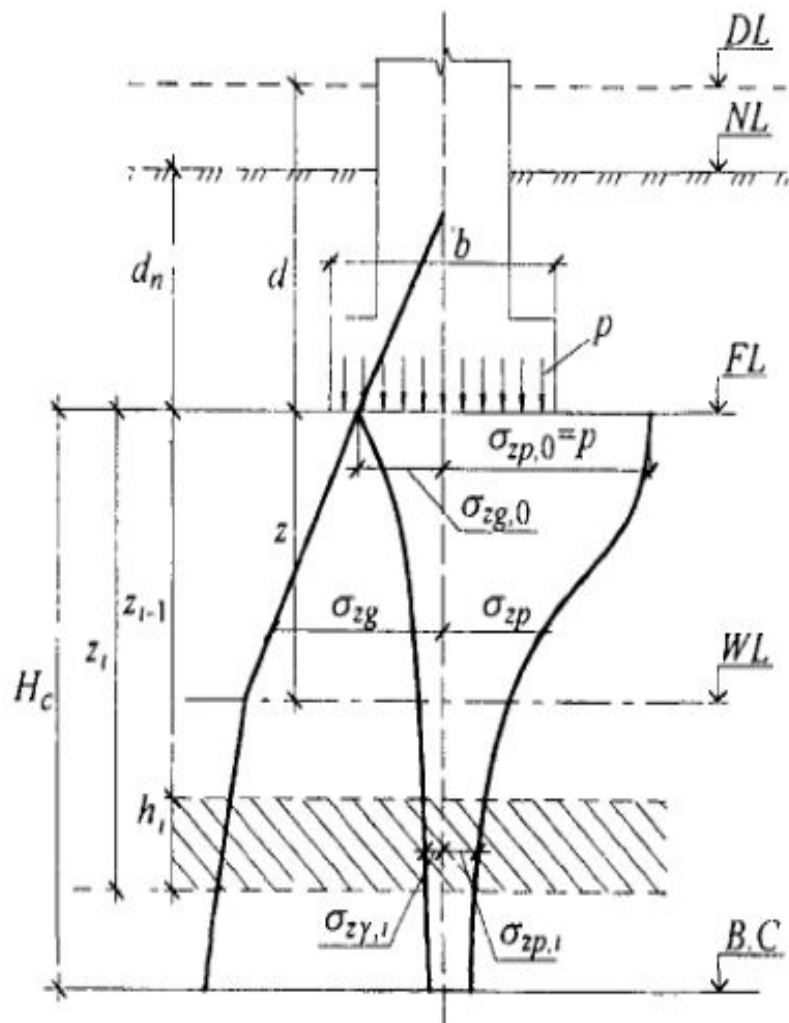


**Для слоистых оснований**

$$s = \overline{m_v} h_3 p_0,$$

$$\overline{m_v} = \frac{1}{2h_3^2} \sum m_{vi} h_i z_i, \quad m_{vi} = \frac{\beta_i}{E_i}$$

## **18. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ**



$DL$  — отметка планировки;  $NL$  — отметка поверхности природного рельефа;  $FL$  — отметка подошвы фундамента;  $WL$  — уровень подземных вод;  $B.C.$  — нижняя граница сжимаемой толщи;  $d$  и  $d_n$  — глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа;  $b$  — ширина фундамента;  $p$  — среднее давление под подошвой фундамента;  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zg,0}$  — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента и на уровне подошвы;  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zp,0}$  — вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине  $z$  от подошвы фундамента и на уровне подошвы;  $\sigma_{zg,i}$  — вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго в котловане грунта в середине  $i$ -го слоя на глубине  $z$  от подошвы фундамента;  $H_c$  — глубина сжимаемой толщи

5.6.31 Осадку основания фундамента  $s$ , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства (см. 5.6.6) определяют методом послойного суммирования по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{r\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.16)$$

где  $\beta$  — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  — среднее значение вертикального нормального напряжения (далее — вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (см. 5.6.32), кПа;

$h_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

$E_i$  — модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{z\gamma,i}$  — среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта (см. 5.6.33), кПа;

$E_{e,i}$  — модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

$n$  — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных напряжений по глубине основания принимают в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 5.2.



**Примечания**

1 При отсутствии опытных определений модуля деформации  $E_{c,i}$  для сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать  $E_{c,i} = 5E_p$ .

2 Средние значения напряжений  $\sigma_{z,i}$  и  $\sigma_{z,i'}$  в  $i$ -м слое грунта допускается вычислять как полусумму соответствующих напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя.

3 При возведении сооружения в отрываемом котловане следует различать три следующих значения вертикальных напряжений:  $\sigma_{z0}$  — от собственного веса грунта до начала строительства;  $\sigma_{z1}$  — после отрывки котлована;  $\sigma_z$  — после возведения сооружения.

4 При определении средней осадки основания фундамента  $\bar{s}$  все используемые в формуле (5.16) величины допускается определять для вертикали, проходящей не через центр фундамента, а через точку, лежащую посередине между центром и углом (для прямоугольных фундамента) или на расстоянии  $r_1 = (r_1 + r_2)/2$  от центра, где  $r_1$  — внутренний, а  $r_2$  — внешний радиус круглого или кольцевого фундамента (для круглого фундамента  $r_1 = 0$ ).

5 Расчет осадок свайных фундаментов выполняется с учетом дополнительных указаний СП 24.13330.

5.6.32 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки  $\sigma_{zp} = \sigma_z - \sigma_{z0}$  зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения  $\sigma_{zp}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (5.17)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 в зависимости от относительной глубины  $\xi$ , равной  $2z/b$ ;

$p$  — среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

5.6.33 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента  $\sigma_{z\gamma} = \sigma_{z\gamma} - \sigma_{z0}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \sigma_{z\gamma 0}, \quad (5.18)$$

где  $\alpha$  — то же, что и в 5.6.32;

$\sigma_{z\gamma 0}$  — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа (при планировке срезкой  $\sigma_{z\gamma 0} = \gamma' d$ , при отсутствии планировки и планировке подсыпкой  $\sigma_{z\gamma 0} = \gamma' d_n$ , где  $\gamma'$  — удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>, расположенного выше подошвы;  $d$  и  $d_n$ , м, — см. рисунок 5.2).

При этом в расчете  $\sigma_{z\gamma}$  используются размеры в плане не фундамента, а котлована.

5.6.34 При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (5.16) не учитывать второе слагаемое.

5.6.35 Если среднее давление под подошвой фундамента  $p \leq \sigma_{z\gamma 0}$ , осадку основания фундамента  $s$  определяют по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{c,i}}, \quad (5.19)$$

где  $\beta$ ,  $\sigma_{zp,i}$ ,  $h_i$ ,  $E_{c,i}$  и  $n$  — то же, что и в формуле (5.16).

5.6.36 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки на глубине  $z$  от подошвы фундамента  $\sigma_{zp,c}$ , кПа, по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, определяют по формуле

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p / 4, \quad (5.20)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 в зависимости от значения  $\xi = z/b$ ;

$p$  — то же, что и в формуле (5.17).

5.6.37 Вертикальные напряжения  $\sigma_{zp,a}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через произвольную точку  $A$  (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с давлением на подошве, равным  $p$ ), определяют алгебраическим суммированием напряжений  $\sigma_{zp,cj}$ , кПа, в угловых точках четырех фиктивных фундаментов (см. рисунок 5.3) по формуле

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj} \quad (5.21)$$

5.6.38 Вертикальные напряжения  $\sigma_{zp,nf}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр рассматриваемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади (включая вес обратной засыпки) определяют по формуле

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,oi} \quad (5.22)$$

где  $\sigma_{zp}$  — то же, что и в формуле (5.17), кПа;

$\sigma_{zp,oi}$  — вертикальные напряжения от соседнего фундамента или нагрузок;

$k$  — число влияющих фундаментов или нагрузок.

Таблица 5.8

$\xi$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ , равным						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды при коэффициент фильтрации слоя грунта больше  $1 \times 10^{-5}$  м/сут и  $I_L > 0,25$  (для глинистых грунтов).

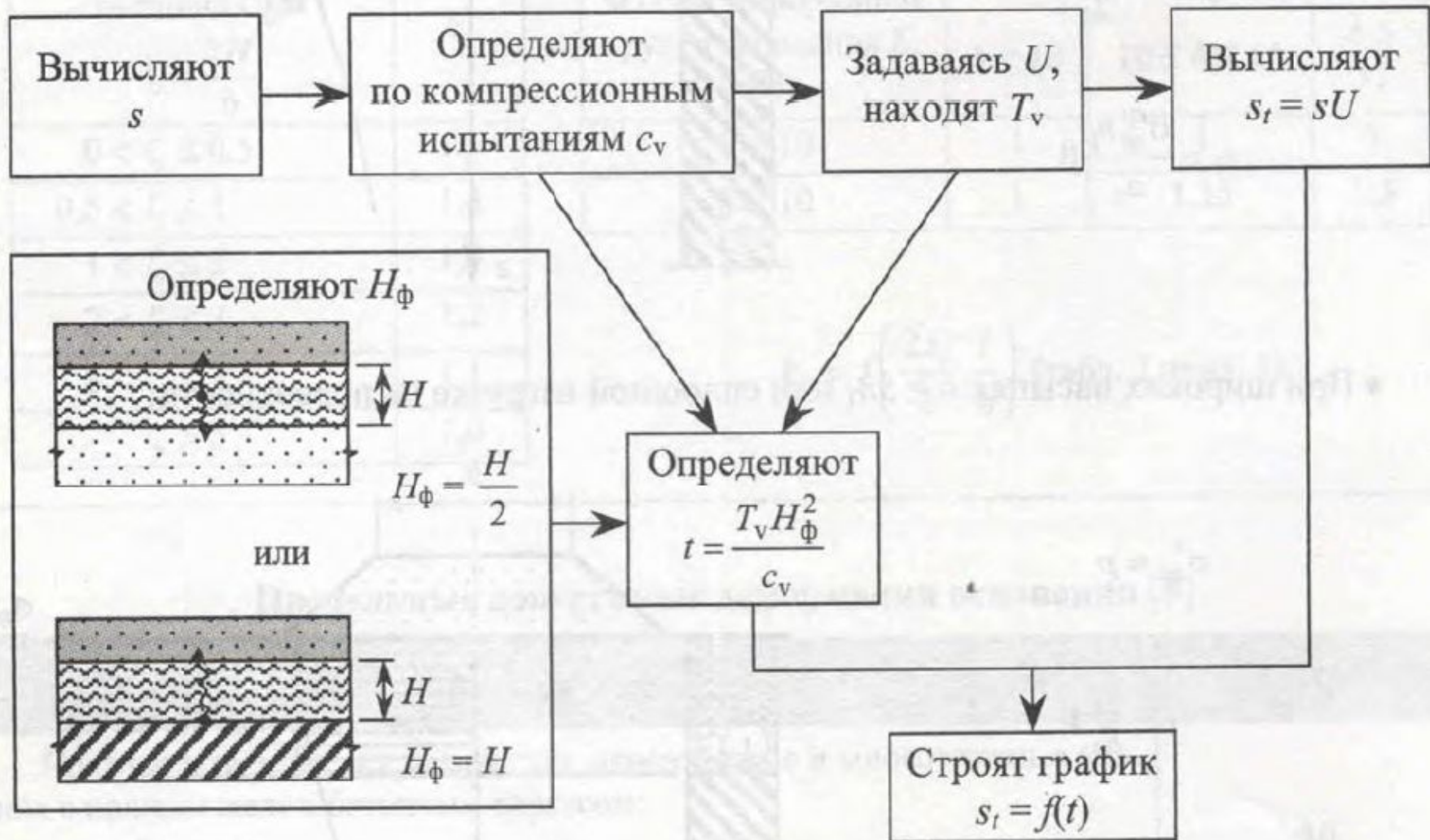
При расположении ниже уровня грунтовых вод слоя грунта с коэффициентом фильтрации менее  $1 \times 10^{-5}$  м/сут и  $I_L < 0,25$  (для глинистых грунтов) его удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды, для определения  $\sigma_{zg}$  в этом слое и ниже его следует учитывать давление столба воды, расположенного выше этого слоя.

5.6.41 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$ . При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше  $H_{min}$ , равной  $b/2$  при  $b \leq 10$  м,  $(4 + 0,1b)$  при  $10 \leq b \leq 60$  м и 10 м при  $b > 60$  м.

Если в пределах глубины  $H_c$ , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли этого грунта.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщину, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$ .

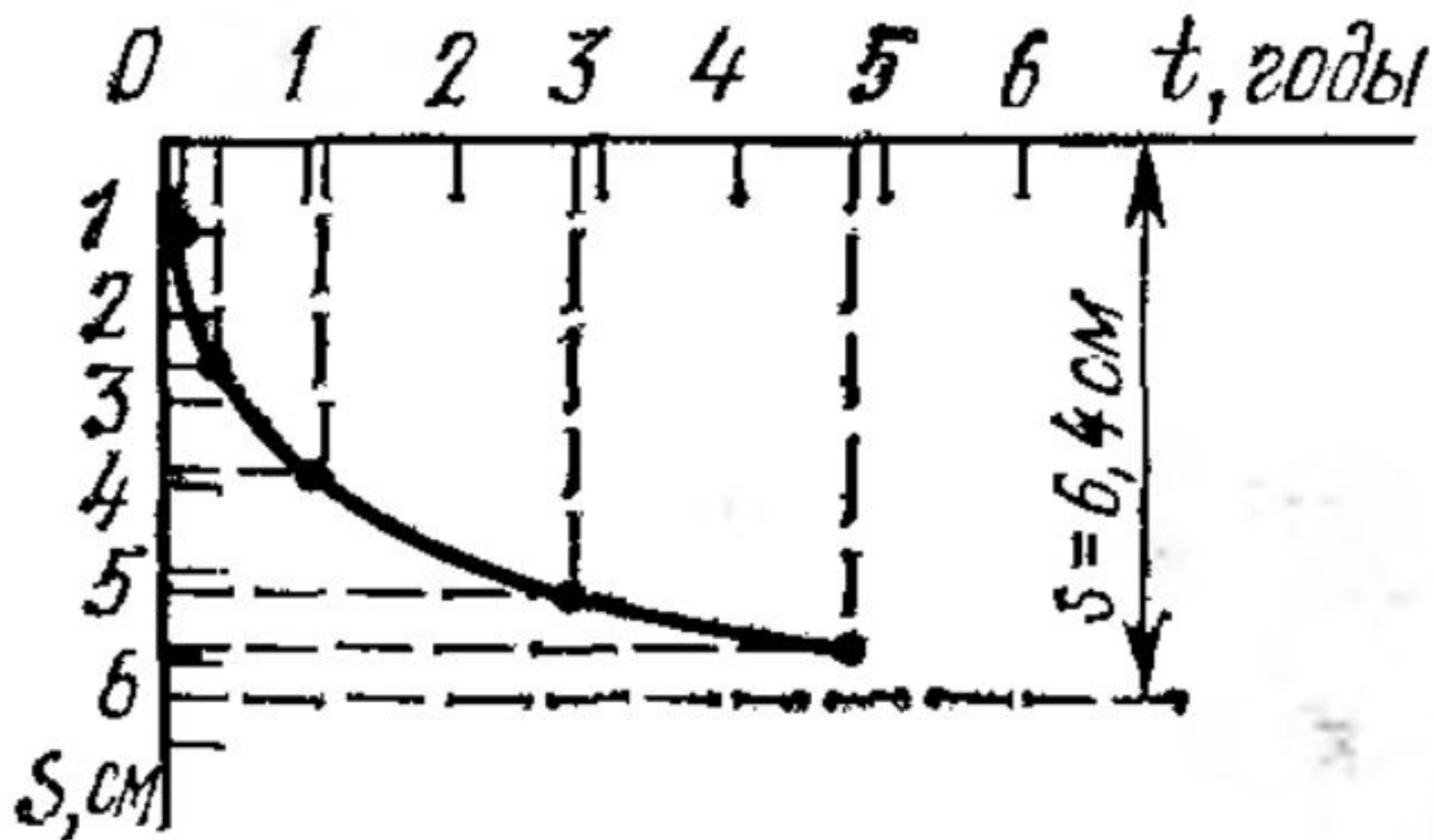
# **19. ПРОГНОЗ РАЗВИТИЯ ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ ВО ВРЕМЕНИ**



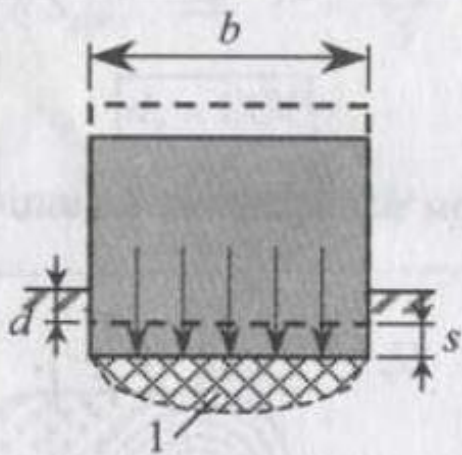
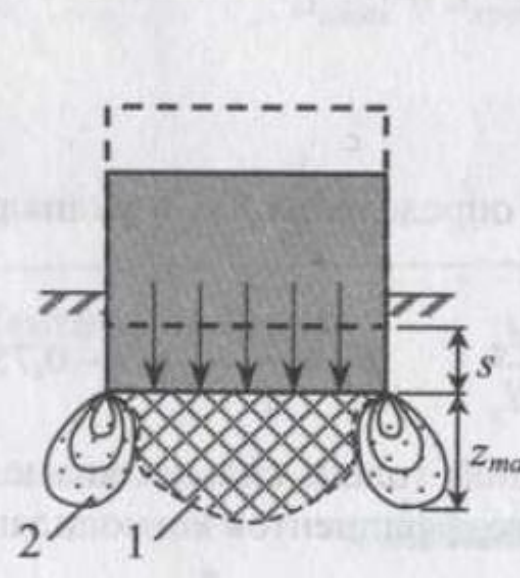
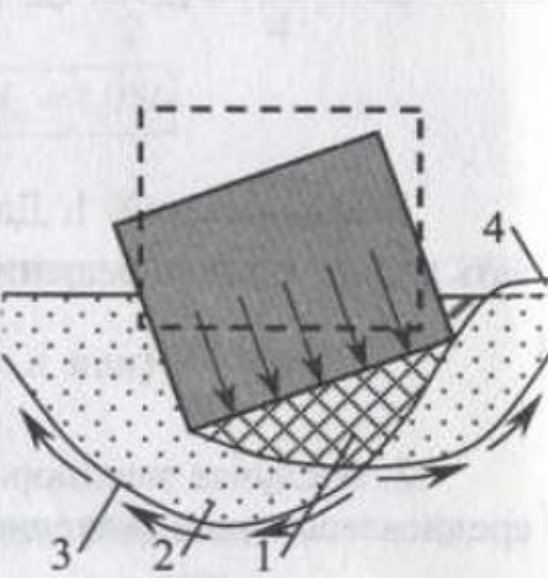
$U$  – степень консолидации ( $U = 0 \dots 1$ ),  $T_v$  – фактор времени

$$c_v = k_\phi / (m_v \gamma_w),$$

где  $k_\phi$  — коэффициент фильтрации грунта, м/год;  $m_v$  — коэффициент относительной сжимаемости грунта,  $\text{кПа}^{-1}$ ;  $\gamma_w$  — удельный вес воды,  $\text{кН/м}^3$ .



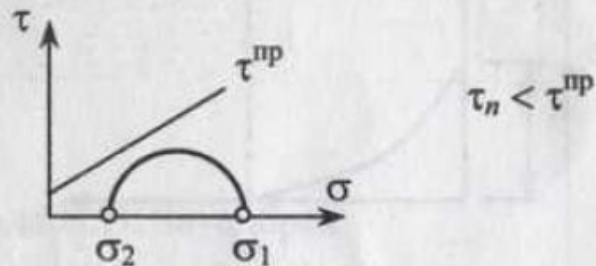
## **20. ФАЗЫ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ**

Участок	I	II	III
Обоснование	<p>Напряжения, возникающие в основании, не превышают прочности грунта</p> $\tau < \tau^{пр}, \theta_{max} < \varphi$	<p>Под подошвой возникают области предельного напряженного состояния, где</p> $\tau \geq \tau^{пр}, \theta_{max} \geq \varphi$	<p>Наблюдается выпор грунта и потеря устойчивости фундамента</p>
Схема основания	 <p>1 – зона уплотнения, 2 – зона пластических деформаций, 3 – поверхность скольжения, 4 – выпор грунта</p>		
Фаза	<p>Упругих деформаций (уплотнения)</p> $0 \leq p < p_{кр}$	<p>Локальных сдвигов (пластических деформаций)</p> $p_{кр} \leq p < p_{пр}$	<p>Выпора (потеря несущей способности)</p> $p \geq p_{пр}$

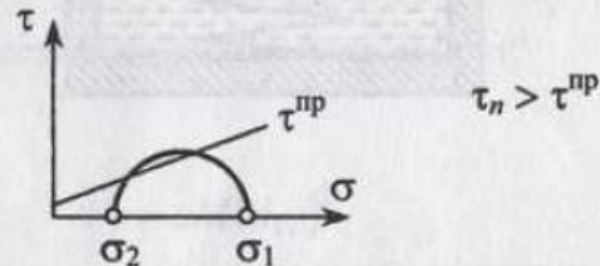
## **21. ПОНЯТИЕ О КРАЕВОЙ (НАЧАЛЬНОЙ) КРИТИЧЕСКОЙ И ПРЕДЕЛЬНОЙ НАГРУЗКАХ**



Прочность сохраняется

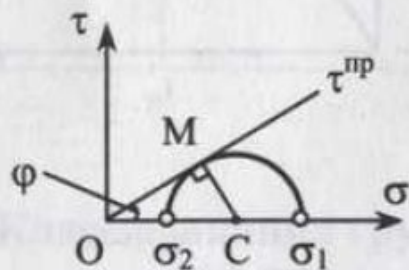


Прочность нарушена



Предельное напряженное состояние  $\tau_n = \tau^{np}$   
(предельное равновесие)

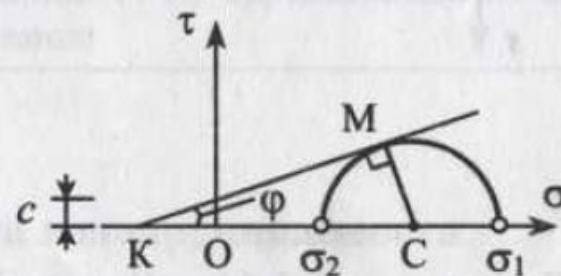
Пески



$$\sin \varphi = \frac{MC}{OC}, \quad OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

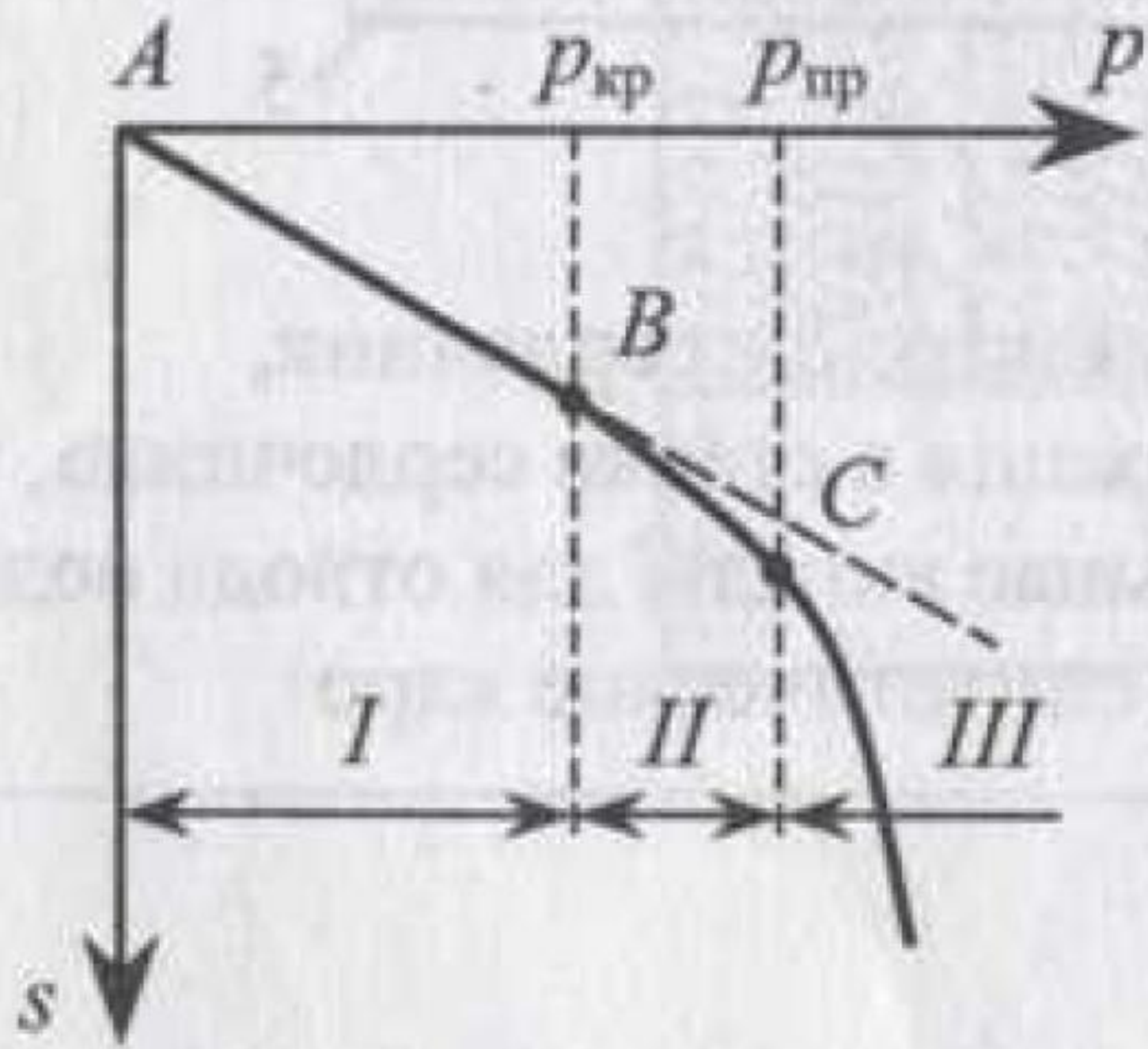
Глинистые грунты



$$\sin \varphi = \frac{MC}{KC}, \quad KC = KO + OC$$

$$KO = c \cdot \text{ctg} \varphi, \quad OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \text{ctg} \varphi}$$

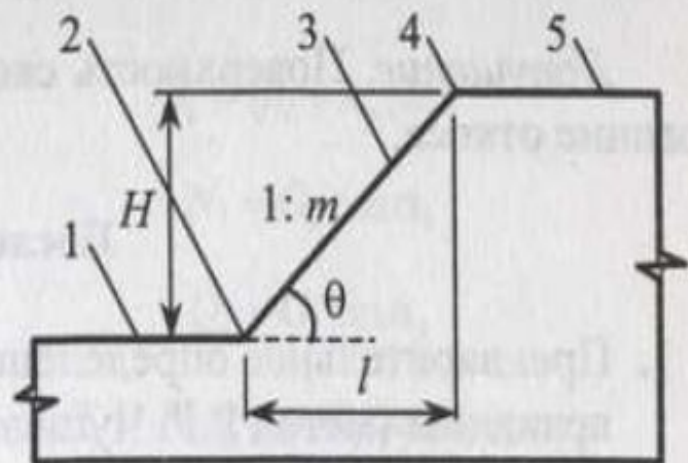


## **22. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСА ИДЕАЛЬНО СЫПУЧЕГО ГРУНТА**

Откос – это искусственно созданная наклонная поверхность.

$$m = \frac{l}{H} = \text{ctg } \theta$$

$l$  – заложение откоса,  $H$  – высота откоса,  $\theta$  – крутизна (угол) откоса; 1 – подножье, 2 – основание, 3 – поверхность откоса (уступ), 4 – бровка, 5 – гребень



Устойчивость откоса, обладающего только трением

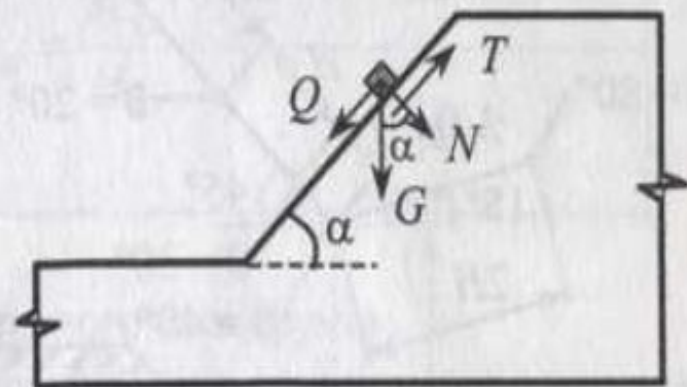
$$(c = 0, \varphi \neq 0)$$

$$Q = G \sin \alpha, \quad N = G \cos \alpha, \quad T = N \text{tg } \varphi$$

$\alpha = \varphi$  – предельно напряженное состояние

$$(\text{tg } \alpha = \text{tg } \varphi, \quad T = Q)$$

$\alpha \leq \varphi$  – устойчивость обеспечена



## **23. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСА ИДЕАЛЬНО СВЯЗАННОГО ГРУНТА**

# Предельная высота вертикального откоса $H^{np}$

( $c \neq 0, \varphi \neq 0$ )

$$\sigma_1 = \sigma_v = q + \gamma h$$

$$\sigma_2 = \sigma_h = 0$$

$$\sin \theta = \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}$$

⇓

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ и } \sigma_1 = \gamma h$$

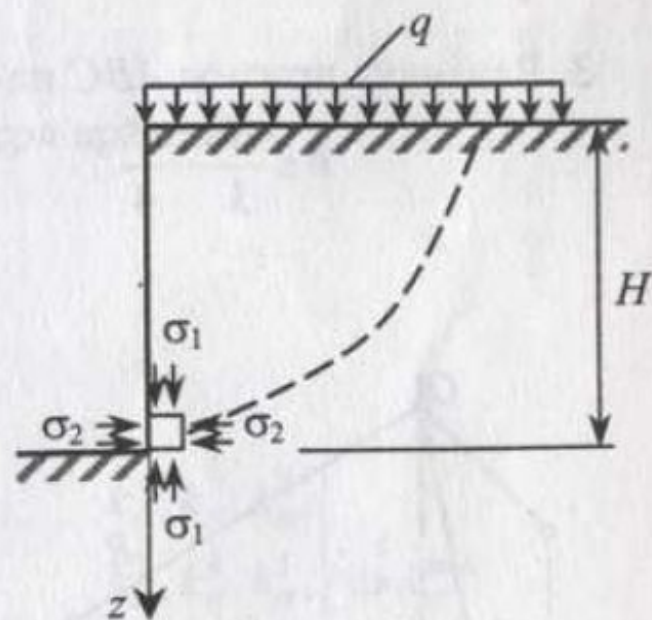
⇒

$$H^{np} = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) k_{st}}$$

$$\varphi = 0$$

⇒

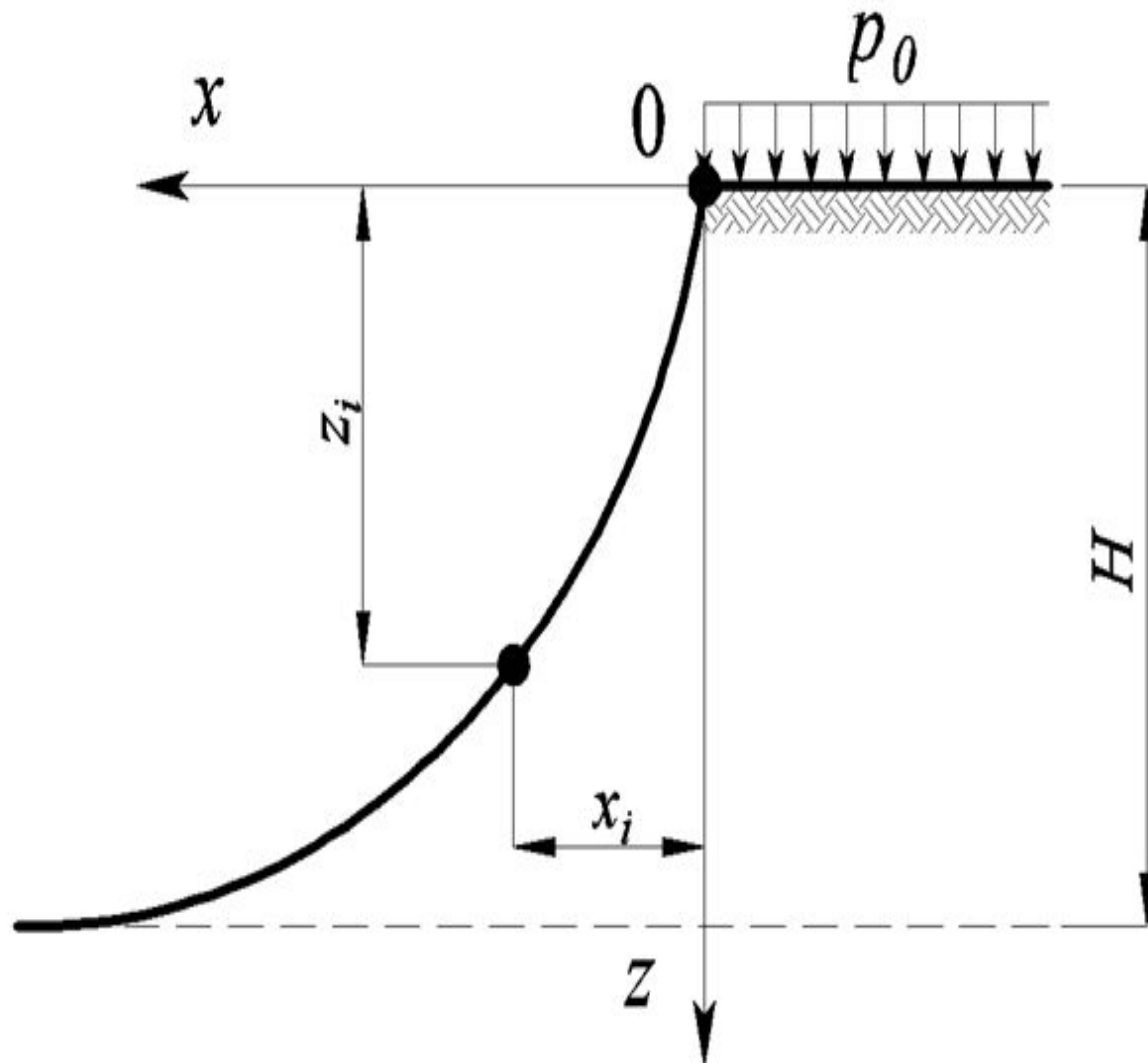
$$H^{np} = \frac{2c}{\gamma k_{st}}$$



**Комментарий.**  $k_{st}$  – требуемый коэффициент запаса устойчивости,  $k_{st} = 1,05 \dots 1,3$ .

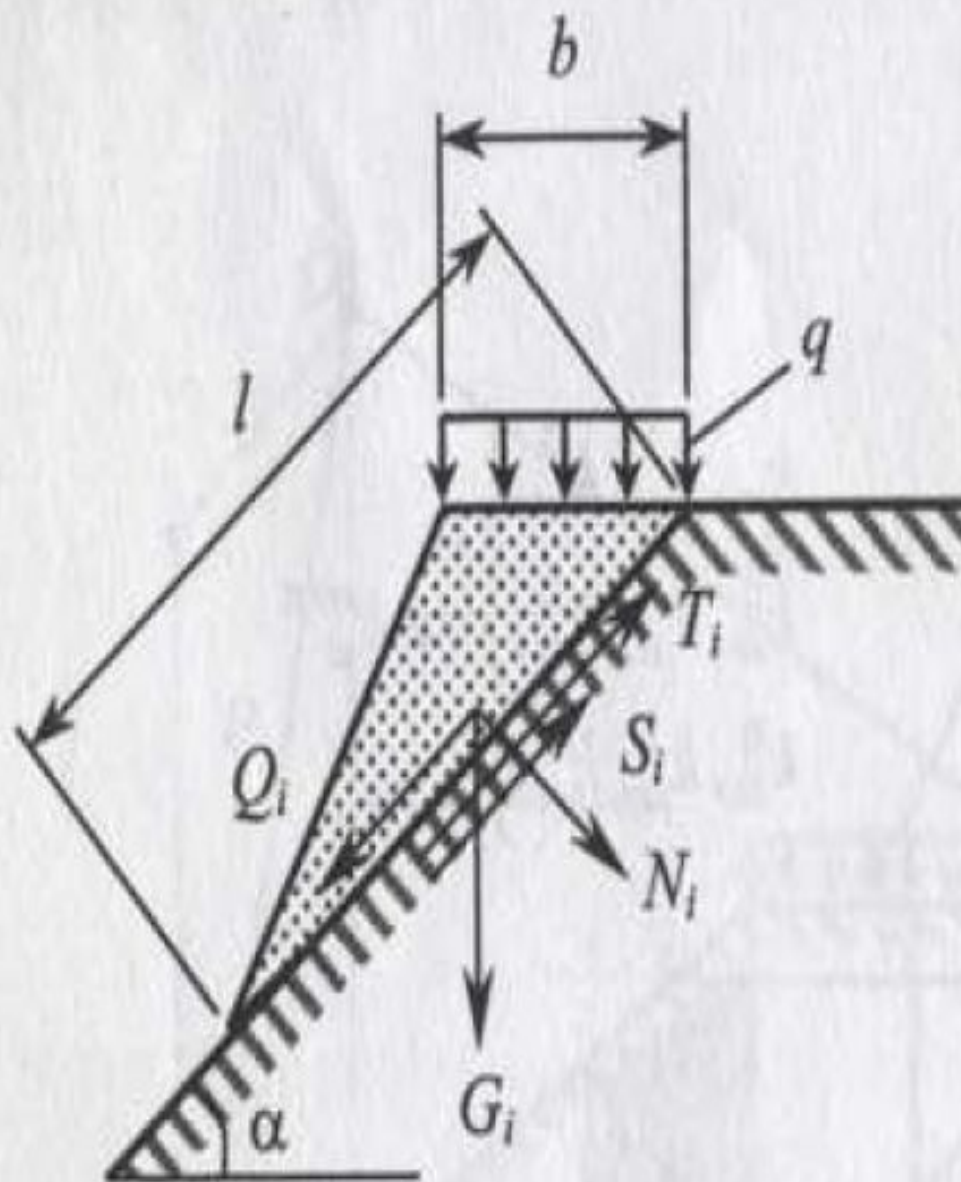
## **24. ПРИНЦИП ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ОТКОСА ПРОИЗВОЛЬНОЙ ФОРМЫ**

$$x_i = \{ \gamma_I z \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \ln (P_o \operatorname{tg} \varphi_I + c_I) - c_I \ln [(P_o + \gamma_I z) \operatorname{tg} \varphi_I + c_I] \} / k_{st. n} \gamma_I \operatorname{tg}^2 \varphi_I$$





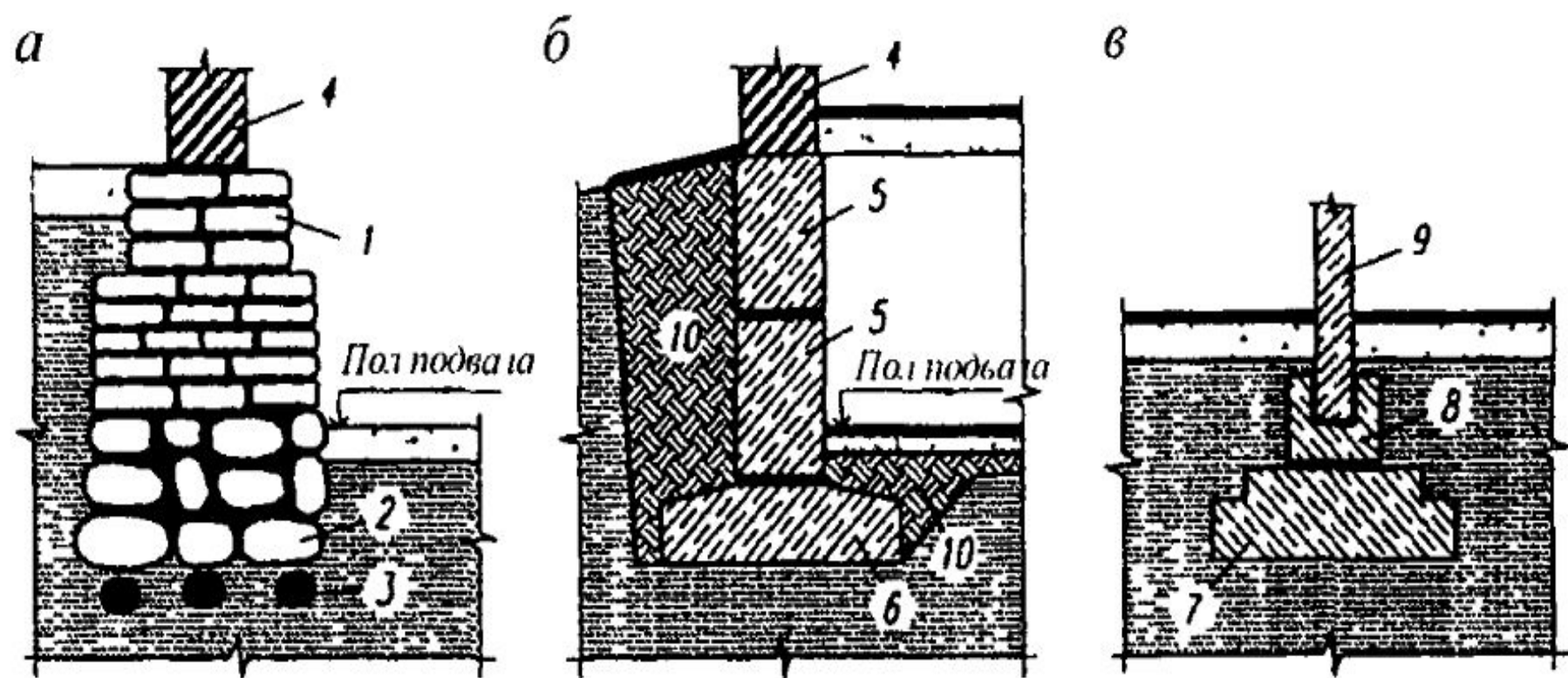
## **25. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ПРИСЛОНЕННЫХ ОТКОСОВ**



$$k_{st} = \frac{\sum F_{уд}}{\sum F_{сд}} = \frac{T + S}{Q}$$

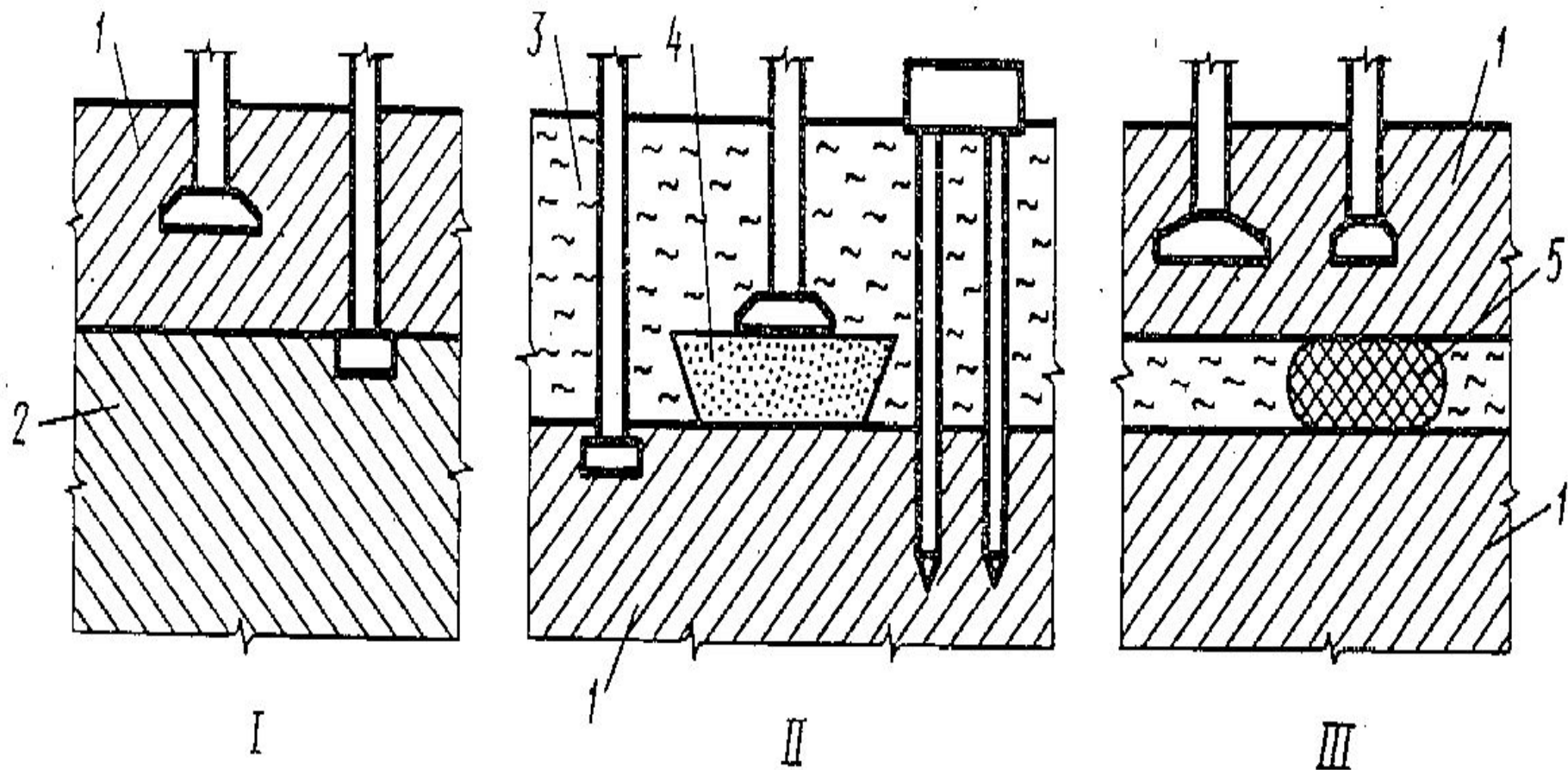
$$k_{st} = \frac{(G + qb) \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 l}{(G + qb) \sin \alpha}$$

**26. ОСНОВНОЕ НАЗНАЧЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ,  
МАТЕРИАЛ, ФОРМА, ХАРАКТЕР РАБОТЫ.  
КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ**



*а* – лен-

точный фундамент несущей стены дома, построенный из природного камня. *б* – сборный железобетонный ленточный фундамент пятиэтажного крупнопанельного дома, *в* – сборно-монолитный отдельный фундамент под колонну каркаса промышленного здания, *1* – кладка из природного камня на известковом растворе; *2* – валуны; *3* – лежни, *4* – стена, *5* – стеновые блоки, *6* – блок-подушка, *7* – монолитный фундамент. *8* – сборный подколонник. *9* – колонна; *10* – обратная засыпка пазух и под пол подвала



*I* — прочный грунт; *2* — более прочный грунт; *3* — слабый грунт; *4* — песчаная подушка; *5* — зона закрепления грунта

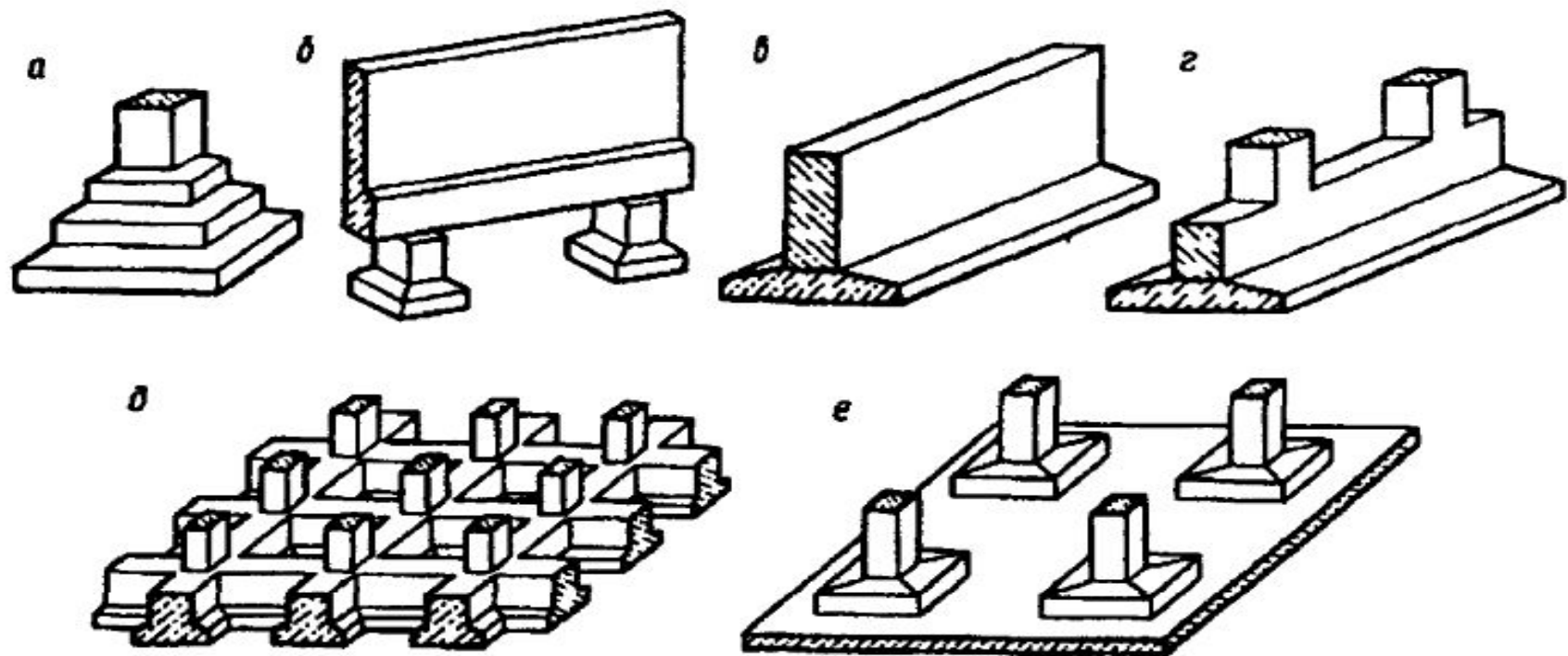
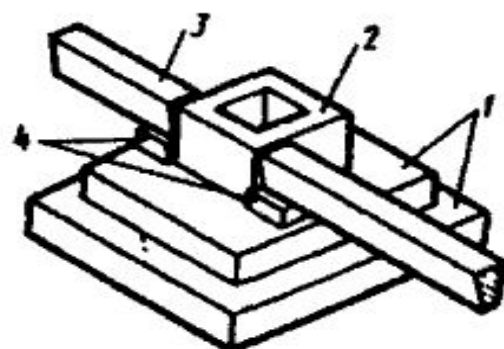


Рис. 3.1 Основные типы фундаментов мелкого заложения:  
*a* – отдельный фундамент под колонну; *б* – отдельные фундаменты под стену; *в* – ленточный фундамент; *г* – то же под колонны; *д* – то же под сетку колонн; *е* – сплошной (плитный) фундамент



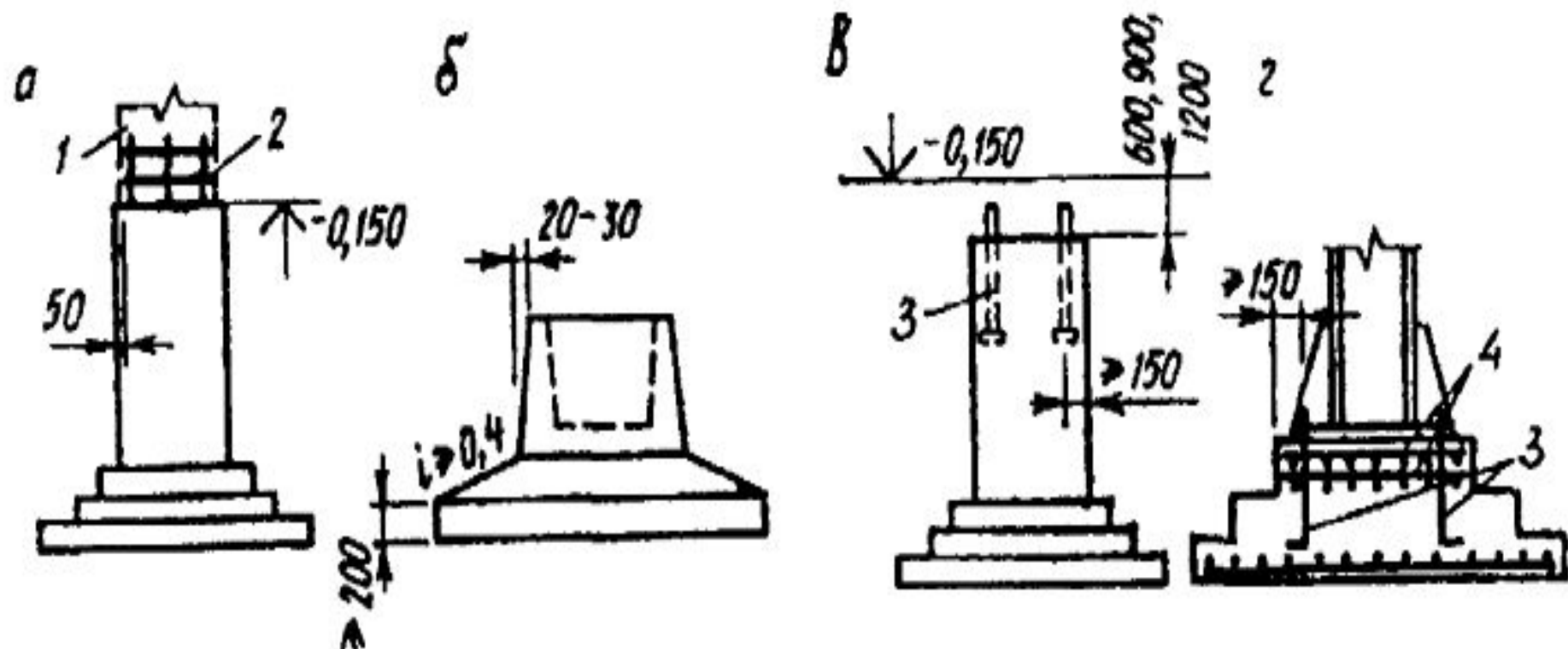


Рис. 3.6. Типы монолитных фундаментов: а – под монолитную колонну; б – с подстаканником под сборную колонну; в – под сборную колонну с закладными деталями; г – под металлическую колонну; 1 – колонна; 2 – выпуски арматуры; 3 – анкерные болты; 4 – арматурные сетки

## **27. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ.**



## 4 Общие положения

4.1 Настоящий СП основан на приведенных ниже допущениях и предусматривает, что:

исходные данные для проектирования должны собираться в необходимом и достаточном объеме, регистрироваться и интерпретироваться специалистами, обладающими соответствующими квалификацией и опытом;

проектирование должно выполняться специалистами, имеющими соответствующие квалификацию и опыт;

должны быть обеспечены координация и связь между специалистами по инженерным изысканиям, проектированию и строительству;

при производстве строительных изделий и выполнении работ на строительной площадке должен быть обеспечен соответствующий контроль качества;

строительные работы должны выполняться квалифицированным и опытным персоналом, удовлетворяющим требованиям стандартов и технических условий;

используемые материалы и изделия должны удовлетворять требованиям проекта и технических условий;

техническое обслуживание сооружения и связанных с ним инженерных систем должно обеспечивать его безопасность и рабочее состояние на весь срок эксплуатации;

сооружение должно использоваться по его назначению в соответствии с проектом.

4.2 Основания и фундаменты сооружений должны проектироваться на основе и с учетом:

а) результатов инженерных изысканий для строительства;

б) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения и условия его эксплуатации;

в) нагрузок, действующих на фундаменты;

г) окружающей застройки и влияния на нее вновь строящихся и реконструируемых сооружений;

д) экологических и санитарно-эпидемиологических требований.

4.3 При проектировании оснований и фундаментов должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность на всех стадиях строительства и эксплуатации сооружений. Необходимо проводить технико-экономическое сравнение возможных вариантов проектных решений для выбора наиболее экономичного и надежного проектного решения, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов и других подземных конструкций.

При разработке проектов производства работ и организации строительства должны выполняться требования по обеспечению надежности конструкций на всех стадиях их возведения.

4.4 Работы по проектированию следует вести в соответствии с техническим заданием на проектирование и необходимыми исходными данными (см. 4.2).

4.5 При проектировании следует учитывать уровень ответственности сооружения в соответствии с ГОСТ 27751: I —повышенный, II —нормальный, III —пониженный.

4.6 Инженерные изыскания для строительства, проектирование оснований и фундаментов и их устройство должны выполняться организациями, имеющими соответствующие допуски на эти виды работ.

**28. СБОРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ИХ  
ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ.  
КОМПЛЕКСНАЯ ВЗАИМОЗАВИСИМОСТЬ  
ФАКТОРОВ, УЧИТЫВАЕМЫХ ПРИ  
ПРОЕКТИРОВАНИИ И ВОЗВЕДЕНИИ  
ФУНДАМЕНТОВ**





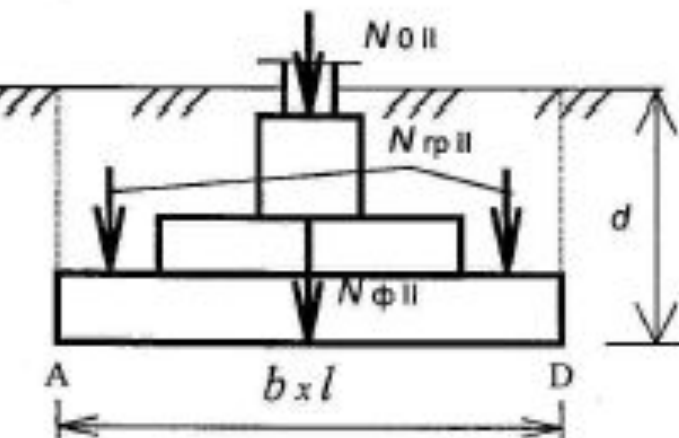
## **29. ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ.**

**ВЫБОР ТИПА ФУНДАМЕНТОВ В ЗАВИСИМОСТИ  
ОТ ИГУ, ХАРАКТЕРА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ И  
СПОСОБА УСТРОЙСТВА.**

**ПОНЯТИЕ О РАСЧЕТНОМ СОПРОТИВЛЕНИИ  
ГРУНТА**

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО  
НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО  
ЗАЛОЖЕНИЯ**

# ПОДБОР ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ФУНДАМЕНТА



$$A = N_{0II} / (R - \gamma_{\text{сн}} \cdot d),$$

где  $N_{0II}$  – расчетная нагрузка по II группе предельных состояний, приложенная к обрезу фундамента (в уровне планировочной поверхности земли), кН;  $R$  – принятое расчетное сопротивление грунта основания, кПа (в случае использования формулы (4.6) рассчитанное для условного фундамента с шириной подошвы  $b = 1$  м);  $\gamma_{\text{сн}}$  – средненное расчетное значение удельного веса грунта и материала фундамента, кН/м<sup>3</sup>, обычно принимаемое при наличии подвала 17 кН/м<sup>3</sup>, при отсутствии подвала – 20 кН/м<sup>3</sup>;  $d$  – глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки или пола здания по грунту, м.

в случае квадратной подошвы

$$b = \sqrt{A}, \text{ м};$$

в случае прямоугольной подошвы

$$b = \sqrt{a / \eta}, \text{ м},$$

где  $\eta$  – коэффициент отношения размеров большей стороны  $l$  к меньшей (ширине)  $b$ :

$$\eta = l / b.$$

Для ленточного (непрерывного) фундамента  $b = A / l$  м, т.е. ширина численно равна площади подошвы, так как используемая расчетная нагрузка обычно приходится на  $l = 1$  м длины фундамента.

$$p_{II} = (N_{0II} + N_{\text{фII}} + N_{\text{грII}}) / (b l),$$

$$p_{II} = (N_{0II} + N_{\text{фII}} + N_{\text{сII}}) / (l \cdot b) \leq R,$$

Расчетное сопротивление грунта основания согласно СНиП 2.02.01 – 83 определяется по формуле

$$R = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) [M_{\gamma} k_{\gamma} b \gamma_{II} + M_{\gamma'} d_1 \gamma'_{II} + (M_{\gamma} - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}], \quad (4.8)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 4.6;  $k$  – коэффициент,  $k = 1$ , если характеристики свойств грунтов определены опытным путем,  $k = 1,1$ , если характеристики приняты по справочным таблицам (например, по табл. 1.3 рекомендуемого прил. I СНиП 2.02.01 – 83);  $M_{\gamma}$ ,  $M_{\gamma'}$ ,  $M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 4.7;  $k_{\gamma}$  – коэффициент при  $b < 10$  м –  $k_{\gamma} = 1$ , при  $b \geq 10$  м –  $k_{\gamma} = z_b / b + 0,2$  (здесь  $z_b = 8$  м);  $b$  – ширина подошвы фундамента, м;  $\gamma_{II}$  – средненное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma'_{II}$  – то же для грунтов, залегающих выше подошвы;  $c_{II}$  – расчетная величина удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;  $d_1$  – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки (м) или приведенная глубина заложения фундаментов от уровня пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{\text{с}} \gamma_{\text{с}} / \gamma'_{II},$$

где  $h_s$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента под подвалом;  $h_{\text{с}}$  – толщина пола подвала;  $\gamma_{\text{с}}$  – расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м<sup>3</sup>;  $d_s$  – глубина подвала, т.е. расстояние от уровня планировки до пола подвала, м. Для сооружений с подвалом шириной  $B \leq 20$  м и глубиной свыше 2 м принимается  $d_s = 2$  м, при ширине подвала  $B > 20$ ,  $d_s = 0$ .

## РАСЧЕТ АБСОЛЮТНЫХ ОСАДОК И ОТНОСИТЕЛЬНЫХ НЕРАВНОМЕРНОСТЕЙ ОСАДОК

В соответствии со СНиП 2.02.01–83 этот расчет производится из условия

$$s \leq s_{\text{н}}, \quad (1.1)$$

где  $s$  – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом (см. гл. 3);  $s_{\text{н}}$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое СНиП.

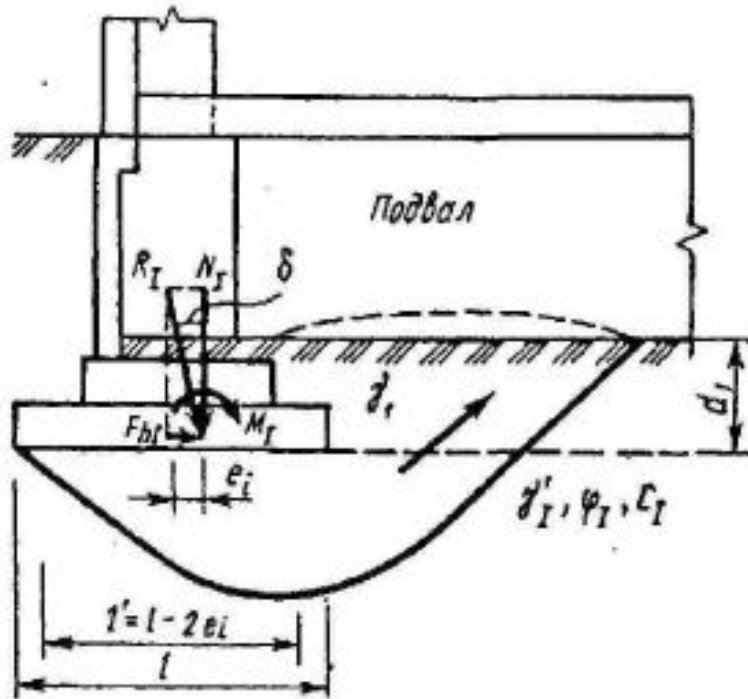
Неравномерные осадки сооружения являются весьма неблагоприятными для их конструкций, поэтому наиболее важным является выполнение условия

$$(\Delta s/L) \leq (\Delta s/L)_{\text{н}} \text{ или } i \leq i_{\text{н}}, \quad (1.2)$$

где  $\Delta s$  – разность между осадками соседних фундаментов, определяемая расчетом;  $L$  – расстояние между осями рассматриваемых соседних фундаментов;  $(\Delta s/L)_{\text{н}}$  – предельно допустимое значение относительной неравномерности осадки;  $i$  – крен сооружения по расчету;  $i_{\text{н}}$  – предельно допустимый крен сооружения.



# РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ОПРОКИДЫВАНИЕ (ГЛУБОКИЙ СДВИГ)



Отметим, что формула (4.2) может применяться *только* при выполнении условия

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_I \quad (4.5)$$

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

где  $l, b'$  – приведенная длина и ширина фундамента, вычисляемые по формулам

$$l' = l - 2e_l, \quad b' = b - 2e_b,$$

где  $e_l, e_b$  – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении продольной и поперечной осей фундамента, м;  $N_\gamma, N_q, N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 7.2 в зависимости от расчетного значения угла  $\varphi_1$  и приведенного угла наклона к вертикали  $\delta$  равнодействующей внешней нагрузки на основание  $R_I$  в уровне подошвы фундамента, кН;  $\gamma_1$  и  $\gamma_1'$  – расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м<sup>3</sup>, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды);  $c_1$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа;  $d$  – глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение  $d$ , соответствующее наименьшей пригрузке, например со стороны подвала);  $\xi_\gamma, \xi_q, \xi_c$  – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta,$$

где  $\eta = l/b$ ; здесь  $l$  и  $b$  – длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей равными приведенным значениям  $l'$  и  $b'$ , определяемым по формулам (7.21).

Если  $\eta = l/b < 1$ , в формулах (7.22) следует принимать  $k_{st, \eta} = 1$ .

Угол наклона к вертикали  $\delta$  равнодействующей внешней нагрузки на основание

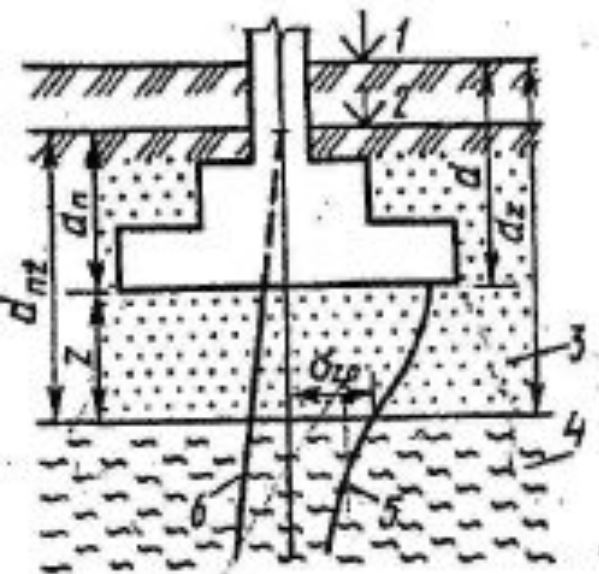
$$\operatorname{tg} \delta = F_{hI} / N_I,$$

где  $F_{hI}$  и  $N_I$  – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание  $R_I$  в уровне подошвы фундамента.



# **30. РАСЧЕТ СЛАБОГО ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ В ОСНОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ**

# РАСЧЕТ СЛАБОГО ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ ГРУНТА В ОСНОВАНИИ ФУНДАМЕНТА



$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

где  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;  $R_z$  – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине  $z$ , кПа.

$$\sigma_{zp} = \alpha (p_{II} - \gamma_{II}' d_n) = \alpha p_0;$$

$$A_z = N_{\text{оп}} / \sigma_{zp},$$

При прямоугольной подошве фундамента  $l \times b$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где  $a = 0,5(l - b)$ .

В случае ленточного фундамента  $b_z = A_z / l$ .

$$R_z = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) [M_{\gamma} k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_0 \gamma_{II}' + M_c c_{II}], \quad (5.13)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работ, определяемые по табл. 4.6, при этом в качестве грунта принимается слабый грунт, подлежащий проверке;  $k$  – коэффициент ( $k = 1$  при экспериментальном определении  $\varphi_{\text{сдл}}$  и  $c_{\text{сдл}}$  и  $k = 1,1$  при определении их по таблицам норм);  $M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – коэффициенты, определяемые по табл. 4.7 в зависимости от угла внутреннего трения слабого грунта  $\varphi_{\text{сдл}}$ ;  $k_z$  – коэффициент (при  $b_z \leq 10$  м  $k_z = 1$ , при  $b_z > 10$  м  $k_z = z_0 / b_z + 0,2$ , где  $z_0 = 8$  м);  $\gamma_{II}$  – удельный вес слабого грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_{II}'$  – средневзвешенный удельный вес грунтов в пределах глубины  $d_n$ , кН/м<sup>3</sup>;  $d_0$  – глубина пола подвала от уровня планировки;  $c_{II}$  – расчетное значение сцепления слабого грунта, кПа.