

## ГЛАВА 7 ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

### 7.1. ЗНАЧЕНИЕ ВОПРОСА. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Обеспечения прочности и устойчивости грунтовых оснований **недостаточно для нормальной эксплуатации** возведенных на них зданий и сооружений. Это обусловлено тем, что вследствие **неравномерности осадок** фундаментов, их **кренов, прогибов, выгибов** и иных **деформаций** имеет место **перераспределение усилий** в конструкциях сооружения. Это либо **затрудняет нормальную эксплуатацию** сооружения, либо приводит к его **частичному или полному разрушению**. Поэтому действующие в настоящее время нормы (ДБН) требуют при проектировании фундаментов обязательного выполнения условия

$$S \leq S_u,$$

где  $S$  и  $S_u$  – соответственно **расчетная** и **предельная деформации основания** (последняя регламентируется ДБН).

В настоящее время регламентируются величины таких предельных деформаций оснований:

- средние осадки  $S_u$ ;
- средние максимальные осадки  $S_{\max, u}$ ;
- крены  $i_u$ ;
- относительная разность осадок  $(\Delta S/L)_u$ .

Далее рассмотрим вызывающие деформации оснований причины (рис. 7.1).

1. Как правило, перед устройством фундаментов выполняют отрывку котлована 1 (рис. 7.1-а). При этом происходит **разгрузка** основания. Это вызывает **подъем** днища котлована (рис. 7.2).

2. После этого, по мере возведения объекта 2 (следовательно, увеличения нагрузки), давление на основание станет равным давлению от веса удаленного при устройстве котлована грунта (рис. 7.1-б). При этом происходит **вторичное загрузке** основания. Это вызывает **осадки** основания, величина которых **не обязательно равна** подъему днища котлована.

3. По мере дальнейшего возрастания нагрузки после завершения строительства давление на основание станет равным  $p$ , а его приращение (по сравнению с природным) –  $p - \gamma \cdot d$ , где  $\gamma$  – удельный вес грунта, а  $d$  – глубина котлована (рис. 7.1-в). Это вызывает дальнейшее увеличение **осадки** основания.

4. В результате возведения новых объектов 5 вблизи уже построенных 4 (рис. 7.1-г) происходит дальнейшее возрастание осадки основания (рис. 7.2).

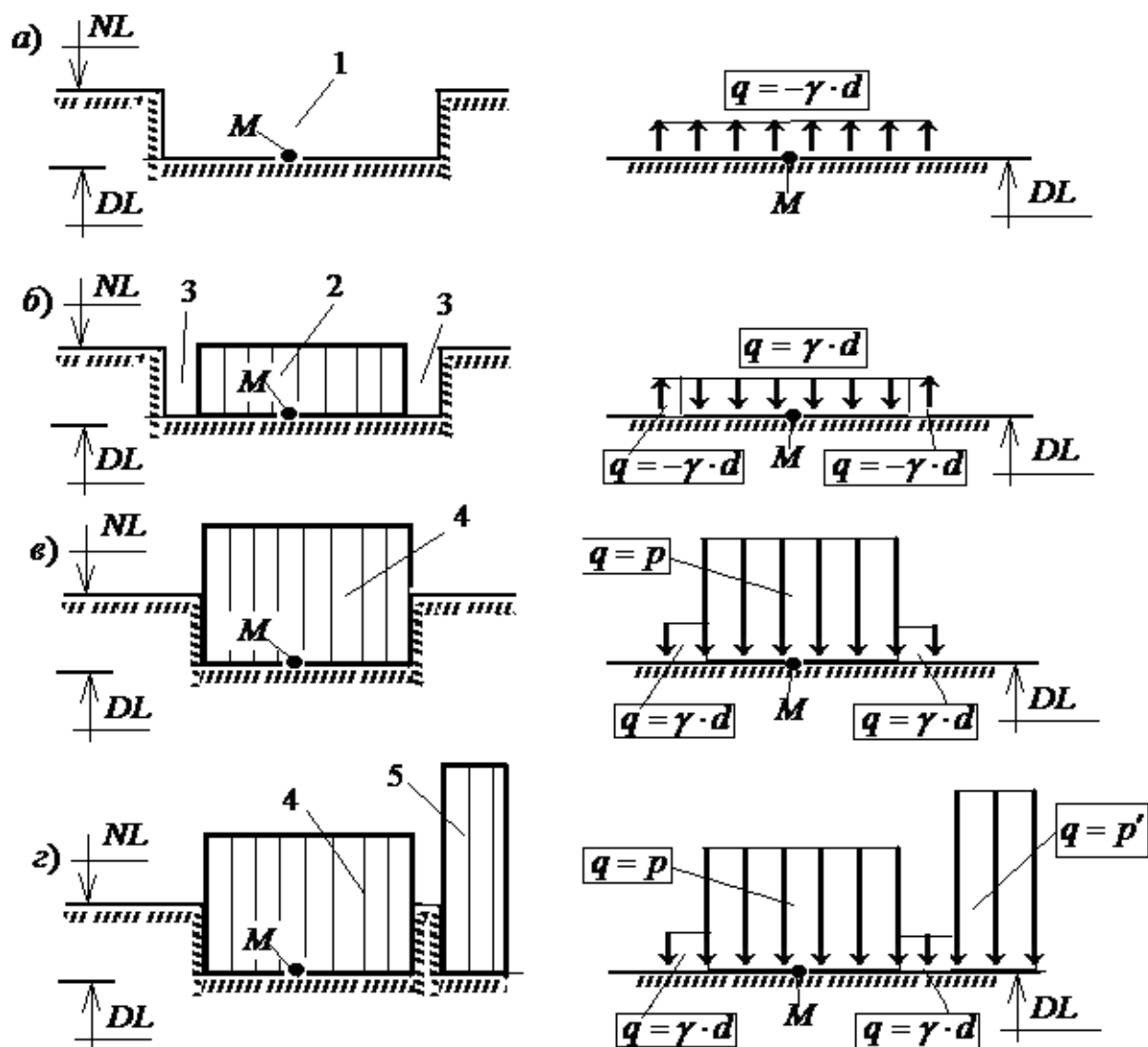


Рис. 7.1. Изменение нагрузки на основание в процессе строительства сооружений.

1– котлован; 2– объект в процессе строительства; 3– пазухи; 4– объект после завершения строительства; 5– пристроенный объект.

Примечания. 1. В левой части рисунка представлены расчетные схемы, а в правой - соответствующие им нагрузки на основание. 2. Настоящий рисунок следует читать совместно с рисунком 7.2

Далее поставим в соответствие перемещения точки  $M$  (см. рис. 7.2) нагрузкам на основание (см. рис. 7.1). Из рисунка 7.2 видно, что при убывании нагрузки на основание перемещения точки  $M$  принимают отрицательные значения (участок кривой  $a - б$ ). При возрастании нагрузки до значения  $q = \gamma \cdot d$  (участок кривой  $б - в$ ) абсолютная величина перемещения уменьшается, однако оно принимает отрицательные значения. Это свидетельствует о том, что в данном случае модуль общей деформации при разгрузке меньше, чем при загрузке.

Участок диаграммы  $в - г$  соответствует изменению нагрузки от значения  $q = \gamma \cdot d$  до  $q = p$ . Наконец, вертикальный участок диаграммы  $г - д$  соответствует приращению перемещения точки  $M$ , обусловленного

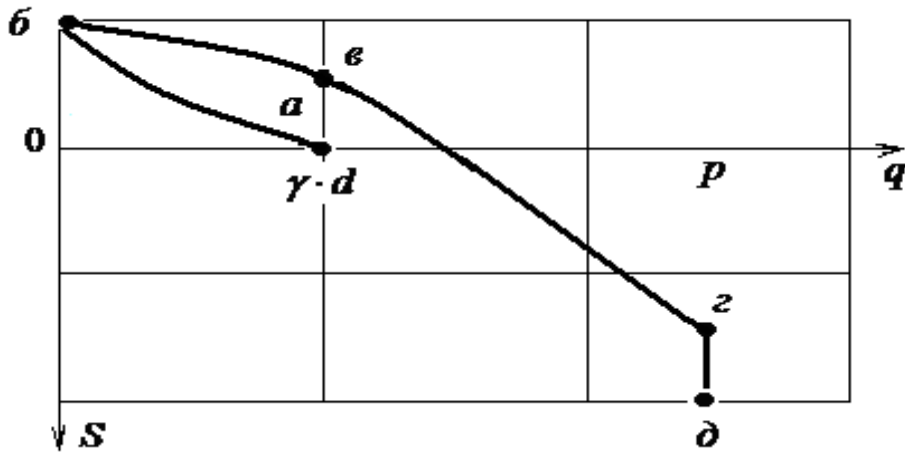


Рис. 7.2. Зависимость осадки точки М на поверхности основания от нагрузки. Примечание. Настоящий рисунок следует читать совместно с рисунком 7.1

строительством нового объекта вблизи рассматриваемого. Следует подчеркнуть, что в данном случае давление на грунт в рассматриваемой точке М **оставалось неизменным**, а увеличение осадки основания произошло в результате реализации **его распределительной способности** при строительстве вблизи рассматриваемого объекта нового здания.

Далее остановимся на понятиях о **стабилизированных** и **нестабилизированных** деформациях основания. Под **стабилизированными** понимают неизменные во времени, а под **нестабилизированными** – изменяющиеся во времени деформации основания.

В данном случае проблема заключается в том, что если разность осадок различных фундаментов здания будет изменяться во времени, то в его несущих конструкциях возникнут неучтенные усилия, которые могут привести либо к повреждениям здания, либо к его разрушению.

В качестве иллюстрации к сказанному рассмотрим рамную конструкцию, один из фундаментов находится на песчаном, а второй – на глинистом водонасыщенном грунте (рис. 7.3). Пусть осадки фундаментов  $S_1$  и  $S_2$  в стабилизированном состоянии равны друг другу (рис. 7.3-б). Поскольку стабилизация осадок фундаментов на песчаном основании происходит сразу после завершения строительства, а осадки фундаментов на глинистом грунте продолжаются годы и десятилетия, на некотором интервале времен **относительная разность осадок**  $(\Delta S/L)_u$  может оказаться больше предельной (рис. 7.3-в). Это, в свою очередь, приводит либо к повреждениям либо к разрушению несущих конструкций рамы. В заключение отметим, что в глинистых грунтах (и не только) в нестабилизированном состоянии **неравномерность осадок возникает всегда**. Поэтому при расчете осадок фундаментов во времени следует учитывать **реологические свойства оснований**.

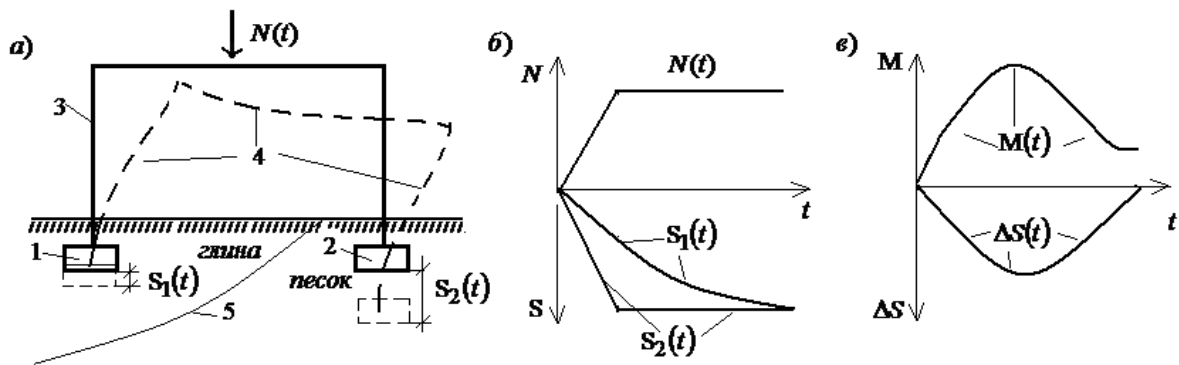


Рис. 7.3. Влияние характера изменения осадок фундаментов во времени на усилия в раме (схема): а– схема конструкции; б– зависимости от времени  $t$  нагрузки на конструкцию  $N$ , а также осадок фундаментов  $S_1$  и  $S_2$ ; в– зависимости от времени разности осадок фундаментов  $\Delta S = S_1 - S_2$  и изгибающего момента в центре ригеля  $M(t)$ .

1,2– номера фундаментов; 3– рама после стабилизации осадок; 4–то же, до стабилизации; 5– граница раздела между глинистым и песчаным грунтом.

Накопленный веками опыт строительства свидетельствует о том, что при средних давлениях под подошвой фундамента меньших, чем расчетное сопротивление основания процесс развития во времени осадок фундаментов **всегда носит затухающий характер**. Это, в свою очередь, является обоснованием применения для расчета деформаций основания **математического аппарата теории линейного деформирования грунтов**.

При решении ряда задач механики грунтов и фундаментостроения приходится определять осадки фундаментов при давлениях на грунт, превышающих **расчетное сопротивление грунта  $R$** . В этом случае следует использовать **методы нелинейной механики грунтов**.

Далее остановимся на методах расчета осадок оснований.

## 7.2. ПРОСТЕЙШИЕ ЗАДАЧИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК И КРЕНОВ ФУНДАМЕНТОВ

**Расчетная схема компрессионного сжатия.** В этом случае (см. рис. 4.2 и 5.1-а), горизонтальные деформации  $\varepsilon_x$  и  $\varepsilon_y$  и касательные напряжения  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$  и  $\tau_{yz}$  тождественно равны нулю, а горизонтальные нормальные напряжения могут быть установлены с использованием формул (5.1). Кроме того, заранее известно вертикальное напряжение  $\sigma_z = -q(z)$ . Например, для схемы на рис. 5.1 оно равно  $\sigma_z = -(q + \gamma \cdot z)$ . Далее рассмотрим третье уравнение системы (3.35)  $\sigma_z = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_z + \lambda \cdot e$ . В данном случае с учетом изложенного выше

имеем  $e = \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}$ , откуда  $\sigma_z = -q(z) = (\lambda + 2 \cdot G) \cdot \varepsilon_z = (\lambda + 2 \cdot G) \cdot \frac{\partial W}{\partial z}$ ,

откуда  $W(0) - W(z) = \frac{1}{\lambda + 2 \cdot G} \cdot \int_0^z q(\xi) \cdot d\xi$ , откуда при  $z = H$ :

$$S = W(0) = \frac{1}{\lambda + 2 \cdot G} \cdot \int_0^H q(\xi) \cdot d\xi \quad (7.1)$$

Здесь  $S$  – осадка основания;  $W$  – вертикальное перемещение основания;  $z$  – координата;  $\xi$  – имеющий размерность длины параметр;  $H$  – толщина грунтового слоя (см. рис. 4.2);  $a_k = \lambda + 2 \cdot G = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \cdot E$  – компрессионный модуль общей деформации.

Если нагрузка  $q(z)$  не зависит от координаты (т.е.  $q(z) = q_0 = const$ ), то осадка основания равна:

$$S = W(0) = \frac{q_0 \cdot H}{\lambda + 2 \cdot G}. \quad (7.2)$$

В заключение отметим, что формулы (7.1) и (7.2) могут быть использованы для расчета осадок в центре плитных фундаментов, насыпей и вообще, имеющих большие размеры в плане сооружений.

**Расчетная схема несущего грунтового столба.** В этом случае известны вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\sigma_z$ , а деформации  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  и  $\varepsilon_z$  отличны от нуля. Иногда говорят, что в данном случае происходит **сжатие грунта с возможностью бокового расширения**. Близкое к данному напряженно-деформированному состоянию имеет место при испытании грунта в **стабилометре** (рис. 4.4). Решив первые три уравнения (3.35) относительно деформаций, получим такое выражение для вертикальной деформации

$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2 \cdot G} + \frac{\sigma_m}{3 \cdot \lambda + 2 \cdot G}$ , откуда для слоя грунта (т.е. грунтового столба) высотой  $H$  найдем:

$$\Delta S = \left( \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2 \cdot G} + \frac{\sigma_m}{3 \cdot \lambda + 2 \cdot G} \right) \cdot H, \quad (7.3)$$

где  $\Delta S$  – приращение осадки грунтового слоя высотой  $H$ ;  $\sigma_z$  и  $\sigma_m$  – соответственно вертикальное и среднее нормальные напряжения;  $G$  и  $a_v = 3 \cdot \lambda + 2 \cdot G$  – модули сдвига и объемной деформации соответственно.

**Расчетные схемы полупространства и слоя конечной толщины. Формулы Шлейхера.** В рамках расчетных схем основания в виде полупространства (рис. 7.4-а) и слоя конечной толщины (рис. 7.4-б) Ф.Шлейхером были получены такие единообразные формулы для

определения осадок основания:

$$S = \omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{p \cdot b}{E}, \quad (7.4)$$

где  $S$  – осадка подошвы фундамента;  $\omega$  – коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента (его следует принимать по таблицам 7.1 и 7.2);  $\nu$  – коэффициент Пуассона основания;  $E$  – модуль общей деформации;  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $b$  – диаметр подошвы круглого или ширина (меньшая сторона) прямоугольного фундамента.

Формулы 7.4 для однородных в плане и по глубине оснований позволяют получать **точные значения осадок**. Если свойства основания неоднородны по глубине, вместо частных значений модулей общей деформации и коэффициентов Пуассона следует использовать их **средневзвешенные значения**, которые необходимо определять по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\nu} &= \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{H}; & \bar{E} &= \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n A_i / E_i} \end{aligned} \right\}, \quad (7.5)$$

где  $\bar{\nu}$  и  $\bar{E}$  – средневзвешенные значения коэффициента Пуассона и модуля общей деформации соответственно;  $\nu_i$  и  $E_i$  – то же,  $i$  – того грунтового слоя толщиной  $h_i$ ;  $H$  – мощность либо слоя конечной толщины, либо сжимаемой толщи;  $A_i = k_i - k_{i-1}$  для расчетной схемы основания в виде слоя конечной толщины и  $A_i = \sigma_{zp,i} \cdot h_i$  для полупространства;  $n$  – число грунтовых слоев. Здесь  $H$ ,  $k_i$ ,  $h_i$  и  $\sigma_{zp,i}$  – см. раздел 7.3

Таблица 7.1. Значения коэффициентов  $\omega$ . Схема полупространства

Форма подошвы	Отношение сторон $\eta = L/b$	$\omega$ для полупространства			
		$\omega_y$	$\omega_u$	$\omega_{cp}$	$\omega_{cp}$
Круг	-	0,64	1,00	0,85	0,79
квадрат	1	0,56	1,12	0,95	0,88
Прямоугольник	2	0,77	1,53	1,30	1,22
Прямоугольник	3	0,89	1,78	1,53	1,44
Прямоугольник	4	0,98	1,96	1,70	1,61
Прямоугольник	5	1,05	2,10	1,83	1,72
Прямоугольник	10	1,27	2,53	2,25	2,12

Примечание. В настоящей таблице приняты такие обозначения:  $\omega_y$  – значение коэффициента  $\omega$ , предназначенного для определения осадки угловой точки прямоугольной площади или контура круговой загрузки;  $\omega_u$  – то же, осадки центра загруженной площади;  $\omega_{cp}$  – то же, средней осадки загруженной площади;  $\omega_{cp}$  – то же, осадки абсолютно- жестких фундаментов.

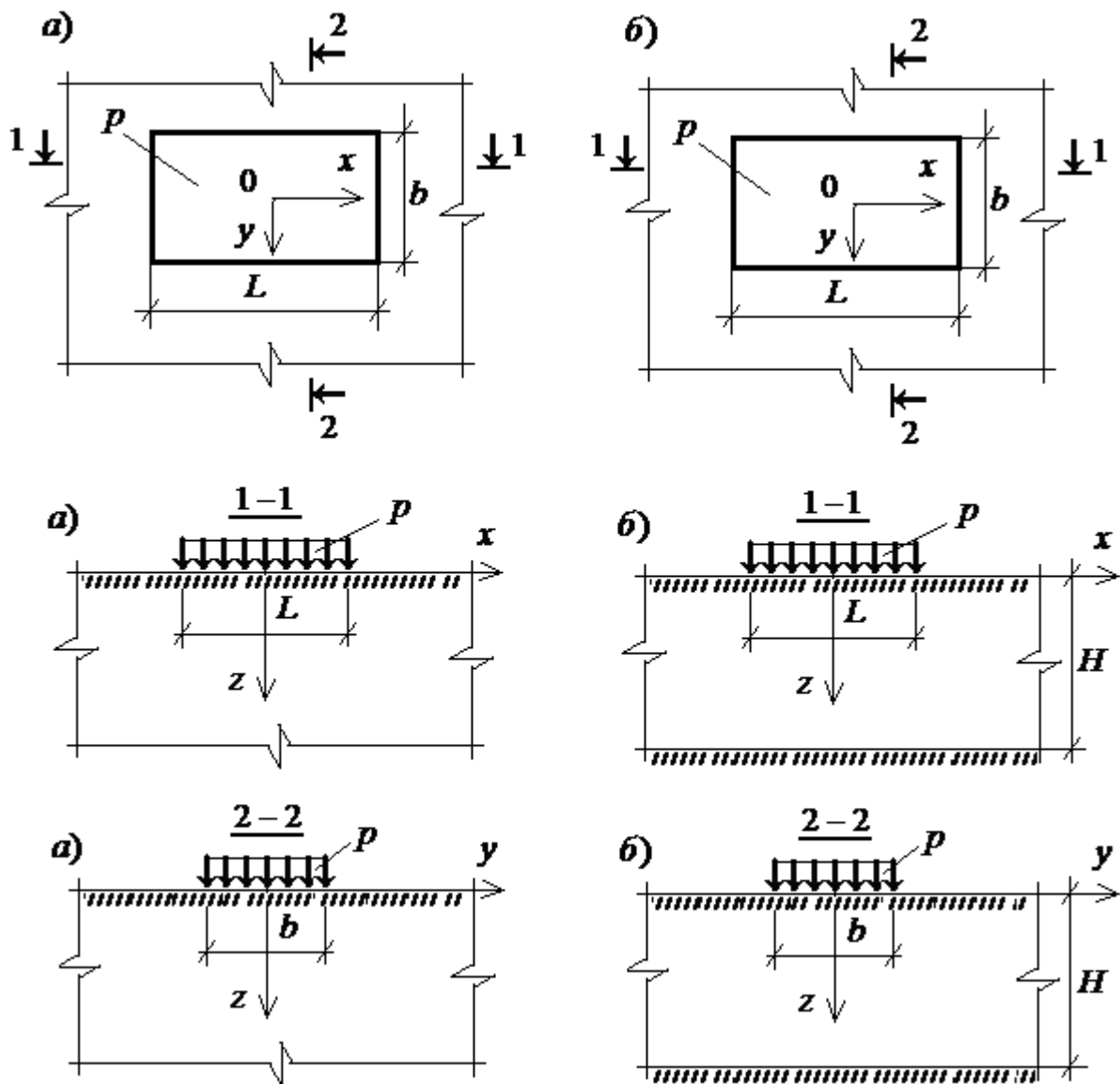


Рис. 7.4. Расчетные схемы основания в виде полупространства (а) и слоя конечной толщины (б)

Таблица 7.2. Значения коэффициентов  $\omega$ . Схема слоя конечной толщины

Форма подошвы	Отношение сторон $\eta = L/b$	$\omega$ при относительной толщине слоя $\xi = 2 \cdot H/b$ , равной				
		0,5	1,0	2,0	4,0	10,0
Круг	-	0,205	0,360	0,526	0,673	0,744
Квадрат	1	0,206	0,367	0,554	0,728	0,794
Прямоугольник	2	0,210	0,554	0,608	0,919	1,051
Прямоугольник	3	0,212	0,647	0,730	1,018	1,191
Прямоугольник	5	0,215	0,701	0,847	1,903	1,342
Прямоугольник	7	0,216	0,766	0,902	1,127	1,416
Прямоугольник	10	0,217	0,794	0,945	1,143	1,473

Следует отметить, что изложенные выше методы определения осадок оснований носят, скорее, познавательный характер. При выполнении

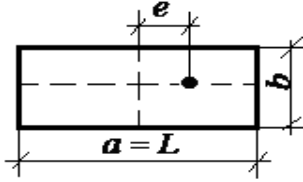
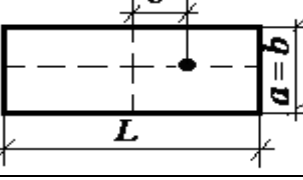
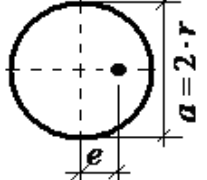
практических расчетов их используют крайне редко (обычно при нахождении свойств грунта и на стадии форпроекта).

**Крены фундаментов** в рамках расчетных схем полупространства и слоя конечной толщины определяют с использованием формулы

$$i = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(a/2)^3}. \quad (7.6)$$

Здесь  $i$  – крен фундамента;  $E$  и  $\nu$  – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона основания;  $k_e$  – коэффициент пропорциональности (табл. 7.3);  $N$  – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок

Таблица 7.3. Значения коэффициентов  $k_e$

Форма фундамента и направление действия момента	$\eta = L/b$	Коэффициент $k_e$ при относительной толщине основания, равной $\xi = 2 \cdot H/b$						
		0,5	1	1,5	2	3	5	$\infty$
Прямоугольный. Крен в сторону большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	<b>0,50</b>
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	<b>0,57</b>
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,68	0,68	<b>0,68</b>
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,81	0,82	<b>0,82</b>
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	1,01	1,04	<b>1,17</b>
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,24	1,31	<b>1,42</b>
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,45	1,56	<b>2,00</b>
Прямоугольный. Крен в сторону меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	<b>0,50</b>
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	<b>0,43</b>
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	<b>0,36</b>
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	<b>0,28</b>
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	<b>0,20</b>
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	<b>0,12</b>
Круглый 	-	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	<b>0,75</b>

Примечание. В настоящей таблице жирным шрифтом выделены значения коэффициентов  $k_e$ , представленные в ДБН.

на фундамент в уровне его подошвы;  $e$  – эксцентриситет ее приложения;  $a$  – диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент.

Если основание неоднородно по глубине, вместо частных значений модулей общей деформации и коэффициентов Пуассона отдельных слоев грунта следует использовать их **средневзвешенные значения**, которые необходимо определять по формулам (7.5).



В заключение отметим, что принятая в ДБН методика определения кренов фундаментов дает их **завышенные значения**. В зависимости от относительной толщины грунтового слоя  $\xi$  площади запроектированных в соответствии с требованиями ДБН и с использованием настоящей таблицы фундаментов могут отличаться в 1,5- 3 раза.

### 7.3. ПРАКТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНЕЧНЫХ СРЕДНИХ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

**Расчетная схема полупространства. Метод послойного суммирования.** Этот метод рекомендован ДБН В.2.1-10-2009 и является **основным** при выполнении расчетов осадок фундаментов промышленных зданий и гражданских сооружений. При его реализации сделана попытка учета изложенного в разделе 7.1 порядка устройства фундаментов. Принятая при расчете осадок схема представлена на рис. 7.5.

Расчет осадки производится на т.н. **расчетной вертикали**- прямой, проходящей через центр фундамента. При этом следует учитывать положение расчетной вертикали относительно центра котлована.

1. Осадку отдельного фундамента следует определять с использованием формулы

$$S = \beta \cdot \left( - \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}}{E_i} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}}{E_{e,i}} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}}{E_i} \cdot h_i \right), \quad (7.7)$$

где  $\beta = 0,8$  – эмпирический коэффициент;  $\sigma_{zp,i}$  – нормальное вертикальное напряжение в центре  $i$ – того **элементарного слоя** толщиной  $h_i$ , обусловленное нагрузкой от фундамента;  $\sigma_{z\gamma,i}$  – то же, обусловленное весом удаленного из котлована грунта;  $n$  – количество слоев, на которые разбита сжимаемая толща;  $E_i$  – модуль общей деформации основания, установленный **по ветви первичного загрузения** основания (ветвь 1 на рисунке 4.1);  $E_{e,i}$  – то же, установленный **по ветви вторичного загрузения** основания (ветвь 3 на рисунке 4.1). Если отсутствуют результаты определения модуля  $E_{e,i}$ , то его для сооружений II и III уровней допускается принимать равным  $E_{e,i} = 5 \cdot E_i$ .

2. Вертикальное напряжение от передаваемого через фундамент давления на грунт на расчетной глубине  $z$  следует либо определять с использованием аналитической зависимости (5.13), положив в ней  $x = y = 0$ , либо по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (7.8)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, который следует принимать по табл. 7.4 в зависимости от относительной глубины  $\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$ , а  $p$  – среднее давление

под подошвой фундамента. Здесь  $b$  – ширина подошвы фундамента.

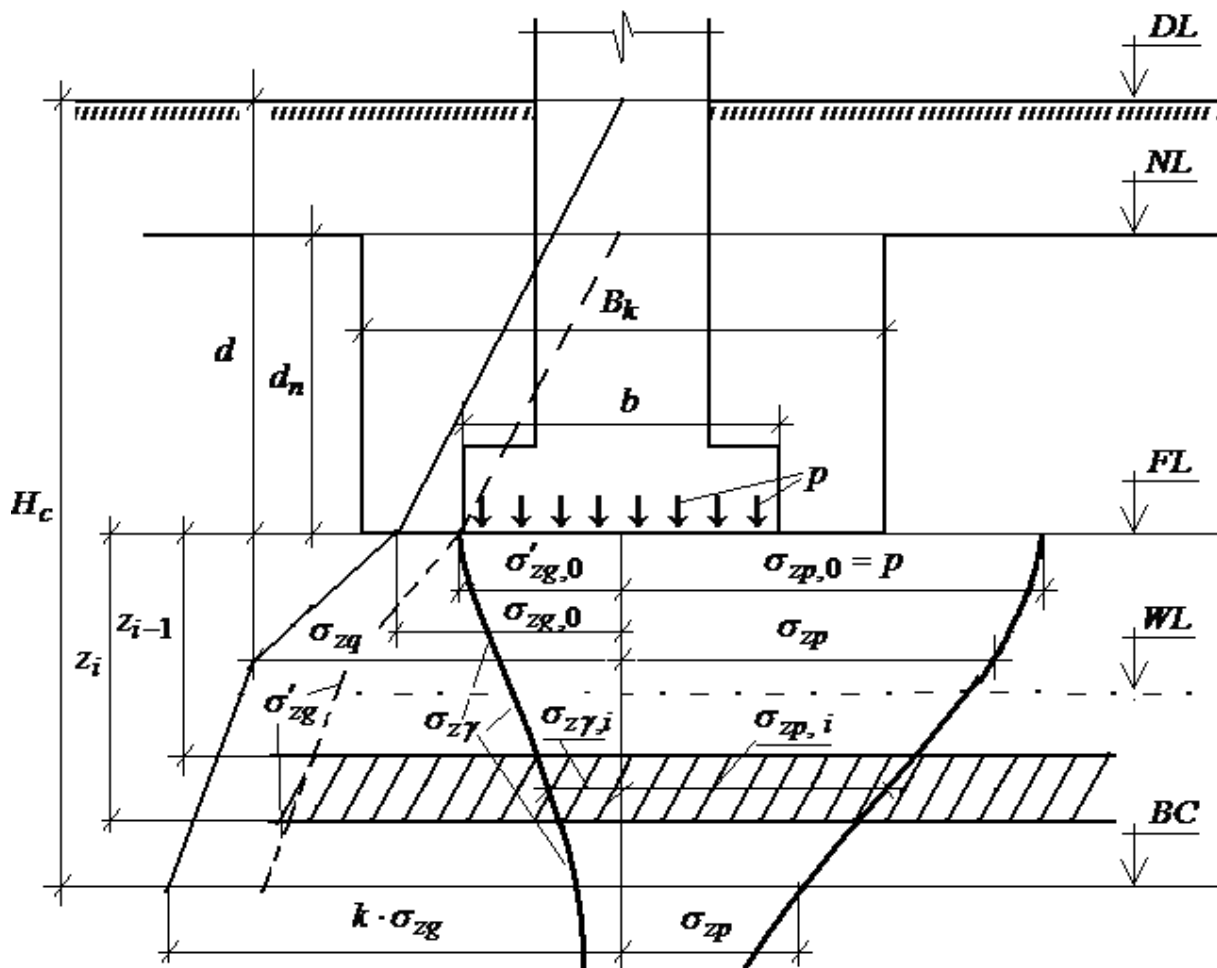


Рис. 7.5. К определению осадки отдельного фундамента.  $NL$  – отметка природного рельефа;  $DL$  – то же, планировочная;  $FL$  – отметка заложения подошвы фундамента;  $WL$  – то же, уровня подземных вод;  $BC$  – нижняя граница сжимаемой толщи;  $d$  и  $d_n$  – глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и естественного рельефа;  $b$  и  $B_k$  – соответственно ширина подошвы фундамента и котлована;  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zg,0}$  – напряжения от собственного веса грунта на глубине  $Z$  и отметке заложения подошвы фундамента соответственно при проектной отметке дневной поверхности основания (т.е.  $DL$ );  $\sigma'_{zg}$  и  $\sigma'_{zg,0}$  – то же, при отметке природного рельефа (т.е.  $NL$ );  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zp,0}$  – нормальные вертикальные напряжения от внешней нагрузки на глубине  $Z$  и отметке заложения подошвы фундамента соответственно;  $\sigma_{zg}$  – напряжения от собственного веса грунта, возникающие при отрывке котлована

3. Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на расчетной глубине  $z$  следует определять по аналитической зависимости (5.13) с учетом положения фундамента в котловане в плане и по глубине. Если проходящая через центр фундамента расчетная вертикаль совпадает с центром котлована, то допускается использовать

Таблица 7.4. Коэффициенты  $\alpha$ .

$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	Прямоугольных, с соотношением сторон $\eta = L/b$ , равном						ленточных
		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	0,285	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	0,249	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	0,087	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	0,349
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6	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	0,064	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	0,022	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
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

рекомендованную ДБН формулу

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (7.9)$$

где  $\alpha_k$  – коэффициент, который следует принимать по табл. 7.4 в зависимости от относительной глубины  $\xi = \frac{2 \cdot z}{b_k}$ , а  $\sigma'_{zg,0}$  – напряжения на отметке заложения подошвы фундамента от собственного веса грунта. Здесь  $b_k$  – ширина котлована.

4. Если выполняется условие  $p \leq \sigma'_{zg,0}$  (т.е. среднее давление под подошвой фундамента будет меньше давления от собственного веса

грунта), то осадку отдельного фундамента следует определять по формуле

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}}{E_i} \cdot h_i, \quad (7.10)$$

где  $\beta$ ,  $\sigma_{zp,i}$  и  $E_i$  – см. пояснения к формуле (7.7).

5. При расчете осадок также следует учитывать дополнительные напряжения от соседних фундаментов. Для их определения на вертикали с координатами  $(x, y)$  следует использовать принцип суперпозиции и аналитическую зависимость (5.13):

$$\sigma_{zp,i} = \sum_{j=1}^m \sigma_{z,j}(p_j, b_j, L_j, z, x_j - x_i, y_j - y_i), \quad (7.11)$$

где  $\sigma_{zp,i}$  – см. пояснения к формуле (7.7),  $(x_i, y_i)$  – координаты центра фундамента, осадки которого определяются;  $(x_j, y_j)$  – то же, соседних фундаментов;  $p_j$ ,  $b_j$  и  $L_j$  – соответственно среднее давление под подошвой  $j$ -того фундамента, ее ширина и длина;  $m$  – общее число фундаментов.

6. Напряжения от собственного веса грунта  $\sigma_{zq}$  на расчетной глубине  $z$  следует определять по второй формуле (5.3), в которой следует положить  $q = \gamma' \cdot d_n$ , где  $\gamma'$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;  $d_n$  – расстояние от отметки природного рельефа до отметки заложения подошвы фундамента. При этом если рассматриваемая точка находится ниже уровня подземных вод, следует учитывать **взвешивающее действие воды**, а если ниже **водоупора**, то к напряжениям от собственного веса следует добавить напряжение  $p_w = \gamma_w \cdot d_w$ , где  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес воды, а  $d_w$  – высота водного столба от **уровня подземных вод до водоупора**.

7. **Нижнюю границу сжимаемой толщи** основания  $H_c$  назначают на глубине  $z$ , на которой выполняется условие:

$$\sigma_{zp,z} = k \cdot \sigma_{zg,z}. \quad (7.12)$$

Коэффициент  $k$  определяют равным:

- $k = 0,2$  при выполнении условия  $b \leq 5$  м;
- $k = 0,5$  при выполнении условия  $b \geq 20$  м;
- по интерполяции при выполнении условия  $5 < b < 20$  м.

8. Формулу (7.12) **не следует использовать** в таких случаях:

- если при ширине фундамент  $b \leq 10$  м выполняется условие  $H_c \leq \frac{b}{2}$ ;
- если при ширине фундамент  $b > 10$  м выполняется условие  $H_c \leq 4 + 0,1 \cdot b$ . Здесь  $H_c$  – толщина грунтового слоя от подошвы фундамента до кровли скалы.

## 7.4. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ВО ВРЕМЕНИ

В данном случае следует различать **водо - и неводонасыщенные основания**.

**7.4.1. Обладающие свойством ползучести неводонасыщенные основания.** При расчете их осадок как функций времени поступают так.

1. Вначале с использованием изложенных в разделах 7.2 и 7.3 методов **определяют упругие осадки основания** как функции времени. В этом случае в качестве деформационных характеристик основания следует использовать **коэффициент Пуассона  $\nu$**  и **модуль упругости  $E^y$**  (а не модуль общей деформации основания  $E$ ). Например, если для этой цели используется формула Шлейхера (7.4), то упругая осадка в момент времени  $t$  равна:

$$S^y(t) = \omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{p(t) \cdot b}{E^y}, \quad (7.13)$$

где  $S^y(t)$  и  $p(t)$  – соответственно осадка упругого основания и среднее давление под его подошвой в момент времени  $t$ ,  $E^y$  – модуль упругости основания;  $\omega$ ,  $\nu$ ,  $b$  – см. пояснения к рис. 7.4.

2. Осадку основания в любой момент времени  $0 \leq t \leq \infty$  определяют по формуле

$$S(t) = S^y(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^y(\tau) \cdot d\tau, \quad (7.14)$$

где  $K(t, \tau)$  – ядро ползучести грунтового скелета (см. раздел 3.7).

Аналогичным образом определяют **крены и другие деформации основания**.

**7.4.2. Упругое водонасыщенное основание.** Если свойством ползучести **водонасыщенного** основания можно пренебречь, для расчета осадок следует использовать модель **упругой изотропной водонасыщенной среды**, свойства которой описываются системами **уравнений состояния** (3.38) и **равновесия** (3.39).

В случае **компрессионного сжатия** (см. рис. 4.2 и 5.1-а) **в любой момент времени** горизонтальные деформации  $\varepsilon_x$  и  $\varepsilon_y$  и касательные напряжения  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$  и  $\tau_{yz}$  тождественно равны нулю. Кроме того, в любой момент времени вертикальное напряжение в грунтовом скелете равно  $\sigma_z = -q(t) + P(z, t)$ , где  $q(t)$  – внешняя нагрузка, а  $P(z, t)$  – давление в поровой жидкости. С учетом изложенного при  $q(t) = q_0 = const$  имеем:

$$\left. \begin{aligned} (\lambda + 2 \cdot G) \cdot \frac{\partial W}{\partial z} = -q + P(z, t); \quad c_k \cdot \frac{\partial^2 P(z, t)}{\partial z^2} = \frac{\partial P(z, t)}{\partial t}; \\ c_k = \frac{k_\phi \cdot (\lambda + 2 \cdot G)}{\gamma_w} \end{aligned} \right\}, \quad (7.15)$$

где  $\lambda, G, W, k_{\phi}, \gamma_w$  - см. пояснения к формулам (3.35) и (3.37), а  $c_k$  - коэффициент консолидации при компрессии.

Для решения системы уравнений (3.35) к ней следует присоединить граничные и начальные условия. Обычно используют условия вида:

$$\left. \begin{aligned} P(0, t) = P(H, t) = 0; \\ P(z, 0) = q. \end{aligned} \right\} \quad (7.16)$$

Равенства (7.16) адекватны утверждению о том, что верхняя и нижняя границы грунтового слоя толщиной  $H$  полностью проницаемы для поровой жидкости (верхнее равенство (7.16)), а поровое давление в начальный момент времени во всей толще основания равно  $q$ .

Решение (7.15) с учетом (7.16) имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} P(z, t) &= \frac{4 \cdot q}{\pi} \cdot \sum_{i=1,3,5\dots}^{\infty} \frac{1}{i} \cdot \sin \frac{i \cdot \pi \cdot z}{H} \cdot \exp(-N_i); \\ S^{\phi}(t) = W(0, t) &= \frac{8}{\pi^2} \cdot S_{\infty} \cdot \sum_{i=1,3,5\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot [1 - \exp(-N_i)]; \\ S_{\infty} &= \frac{q \cdot H}{\lambda + 2 \cdot G}; \quad N_i = \frac{i^2 \cdot \pi^2}{H^2} \cdot c_k \cdot t. \end{aligned} \right\} \quad (7.17)$$

Здесь  $S^{\phi}(t)$  – обусловленная фильтрационной консолидацией осадка основания в момент времени  $t$ .

Решение (7.17) дает достаточно точные результаты при расчете осадок протяженных в плане фундаментов, насыпей и подобных им объектов. Использование (7.17) для расчета осадок отдельно стоящих и ленточных фундаментов не позволяет обеспечить точный прогноз их осадок. Это объясняется тем, что напряженно-деформированное состояние оснований этих фундаментов существенно отличается от компрессии. Кроме того, следует учесть тот факт, что в случае пространственной задачи отток поровой жидкости осуществляется во всех направлениях, а при компрессии – только в вертикальном.

**Расчетные схемы плоской деформации и полупространства.**

А.В. Шаповалом было предложено определять средние осадки  $S^{\phi}(t)$  ленточных и отдельно-стоящих фундаментов по формулам

$$\left. \begin{aligned} S^{\phi}(t) &= S_{\infty}(t) \cdot \sum_{i=1}^3 b_i - \int_0^t S_{\infty}(\tau) \cdot \sum_{i=2}^3 b_i \cdot N_i \cdot \exp[-N_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau; \\ N_i &= k \cdot \frac{i-1}{b^2} \cdot c_k. \end{aligned} \right\} \quad (7.18)$$

Здесь  $k$  и  $b_i$  – коэффициенты, которые следует принимать по таблице 7.5;  $c_k$  – коэффициент консолидации при компрессии;  $S_{\infty}(t)$  – стабилизированная осадка фундамента, находящегося под воздействием

Таблица 7.5. Коэффициенты  $b_i$  и показатели экспонент  $k$ .

$b_i$	Значения коэффициентов $b_i$ и показателя степени экспонент $k$ при коэффициенте Пуассона $\nu$ , равном			
	$\nu = 0,27$	$\nu = 0,30$	$\nu = 0,35$	$\nu = 0,42$
$\eta = L/b = 1,0$				
$b_1$	0,9842197590	0,9858940712	0,9888453352	0,9934998707
$b_2$	-0,1696495093	-0,1510296699	-0,1213066491	-0,0724390748
$b_3$	-0,1184291080	-0,1099686199	-0,0891018561	-0,0529446721
$k$	8,70	8,90	9,40	10,30
$\eta = L/b = 1,4$				
$b_1$	0,9829251329	0,9847479926	0,9880253273	0,9931231245
$b_2$	-0,1590291883	-0,1471314607	-0,1179874547	-0,0701999432
$b_3$	-0,1169081605	-0,1029663166	-0,0837976837	-0,0502043592
$k$	7,30	7,60	8,00	8,70
$\eta = L/b = 1,8$				
$b_1$	0,9812000087	0,9832516612	0,9868814004	0,9925030703
$b_2$	-0,1527732590	-0,1387666972	-0,1134348823	-0,0695560450
$b_3$	-0,1192618154	-0,1078770866	-0,0856741595	-0,0493568901
$k$	6,40	6,60	7,00	7,70
$\eta = L/b = 2,4$				
$b_1$	0,9788342891	0,9811425441	0,9852158222	0,9915732959
$b_2$	-0,1302711407	-0,1202743480	-0,1055642216	-0,0673637573
$b_3$	-0,1375432922	-0,1226211081	-0,0906309822	-0,0499226579
$k$	5,30	5,50	6,00	6,70
$\eta = L/b = 3,2$				
$b_1$	0,9742783761	0,9770885233	0,9820113930	0,9897441483
$b_2$	-0,1181437816	-0,1040039571	-0,0917358863	-0,0602267127
$b_3$	-0,1639978642	-0,1519619566	-0,1151268139	-0,0635444265
$k$	4,30	4,40	4,80	5,40
$\eta = L/b = 5,0$				
$b_1$	0,9697244104	0,9728095898	0,9786108191	0,9877449888
$b_2$	-0,1105794123	-0,1021193941	-0,0786112795	-0,0471921674
$b_3$	-0,1603913590	-0,1437970063	-0,1202843727	-0,0719637304
$k$	3,40	3,60	3,80	4,20
$\eta = L/b = 10,0$				
$b_1$	0,9760349383	0,9786554563	0,9828743184	0,9899277745
$b_2$	-0,1628409231	-0,1397849444	-0,1197248225	-0,0683790668
$b_3$	-0,1093495211	-0,1069958351	-0,0792409507	-0,0502778227
$k$	0,90	0,90	1,00	1,10

переменной во времени **квазистатической нагрузки**. Осадку  $S_{\infty}(t)$  следует рассчитывать либо по методике п.7.3, либо по формуле Шлейхера. В последнем случае может быть использована формула 7.13.

**7.4.3. Обладающее свойством ползучести водонасыщенное основание.** В этом случае независимо от способа определения фильтрационной осадки

$$S(t) = S^{\phi}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^{\phi}(\tau) \cdot d\tau, \quad (7.19)$$

где  $S^{\phi}(t)$  – обусловленная фильтрационной консолидацией осадка фундамента в момент времени  $t$ , а  $K(t, \tau)$  – ядро ползучести грунтового скелета.

## 7.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА НА СЛОИСТОМ ОСНОВАНИИ ВО ВРЕМЕНИ

Если свойства основания неоднородны по глубине, вместо частных значений модулей общей деформации и коэффициентов Пуассона следует использовать их **средневзвешенные значения**, которые необходимо определять по формулам (7.5). При этом приведенные значения коэффициента консолидации  $c_k$  и ядра ползучести основания  $K(t, \tau)$  следует определять по формулам:

$$c_k = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n h_i / c_{ki}} \quad \text{и} \quad K(t, \tau) = \frac{\sum_{i=1}^{n1} A_i \cdot K_i(t, \tau)}{\sum_{i=1}^{n1} A_i}, \quad (7.20)$$

где  $i$  – номер грунтового слоя.

## 7.6. УЧЕТ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТА

Все приведенные выше методы расчета осадок оснований справедливы при условии, что давление под подошвой фундамента не превышает расчетного сопротивления грунта, т.е.  $p \leq R$ . Иногда (например, при строительстве на плотных грунтах, реконструкции зданий и сооружений и т.д.) необходимо определять осадки фундаментов при  $p > R$ , т.е. **за пределами линейной деформируемости основания**. Ввиду сложности этот вид расчетов выполняют только **численными методами** с использованием ЭВМ, рассмотрение которых не входит в состав настоящего курса. В этой связи заслуживает внимания формула, предложенная профессором М. В. Малышевым:

$$S = S_R \cdot \left[ 1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(R - \sigma_{zq,0}) \cdot (p_u - p)} \right]. \quad (7.21)$$

Здесь  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $S$  – осадка основания при среднем давлении под его подошвой  $p \geq R$ ;  $S_R$  – то же, при



$p = R$ ;  $p_u = \frac{N_u}{b \cdot L}$  – предельное сопротивление основания, где  $N_u, \bar{b}, L$  – см. пояснения к формулам 6.9;  $R$  – расчетное сопротивление основания;  $\sigma_{zq,0}$  – давление от собственного веса грунта на отметке заложения подошвы фундамента.

В заключение отметим, что формула (7.21) рекомендована ДБН В.2.1-10-2009 для расчета осадок при  $p \geq R$ .

### 7.7. СОПОСТАВЛЕНИЕ ОСАДОК, РАССЧИТАННЫХ И НАБЛЮДАЕМЫХ В НАТУРЕ. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ

Будущему инженеру (и не только) важно знать, насколько расчетные осадки оснований отличаются от фактических, установленных в ходе наблюдений за уже построенными сооружениями. В этой связи значительный интерес представляют данные С. Н. Сотникова, который сопоставил фактические  $S_{факт}$  и расчетные  $S_{расч}$  конечные (стабилизированные) осадки 143 объектов. Расчет осадок выполнялся методом послойного суммирования, без учета влияния на осадку подъема дна котлована (т.е. по формуле 7.10).

При этом классификация зданий и сооружений была выполнена по таким признакам.

1. Промышленные и жилые здания.
2. Здания "точечного типа" (башенные сооружения, дымовые трубы, резервуары и т.д.).
3. Протяженные в плане сооружения (бетонные плотины, шлюзы, насыпи и т.д.).

При этом инженерно-геологические условия всех объектов условно разделялись на два типа.

1. **«Слабые» основания**, представленные грунтами с модулем общей деформации  $E \leq 10 \text{ МПа}$  (илы, ленточные глины, заторфованные грунты и т.д.).
2. **«Сильные» основания**, представленные грунтами с модулем общей деформации  $E > 10 \text{ МПа}$  (нормально уплотненные и **переуплотненные** пылевато-глинистые грунты, пески, коренные породы и т.д.).

Были сделаны такие выводы.

1. Вид здания незначительно влияет на точность определения его осадок.
2. В случае прочных оснований расхождение между расчетными и фактическими осадками на 50% и менее имело место в 50% рассмотренных случаев. При этом в остальных 50% рассмотренных случаев **расчетные осадки оказались значительно больше фактических**.
3. В случае слабых оснований расхождение между расчетными и

фактическими осадками на 50% и менее имело место в 70% рассмотренных случаев. При этом в остальных 30% рассмотренных случаев **расчетные осадки оказались значительно меньше фактических.**

Необходимо учесть, что эти данные были получены с использованием метода расчета, который **не позволял учитывать подъем днища котлована** при его устройстве. Кроме того, известно, что учет подъема днища котлована **дает меньшие значения осадок**, чем использованный С. Н. Сотниковым метод расчета.

Это позволяет сделать такие выводы.

1. При использовании методики ДБН для расчета осадок фундаментов, возведенных на "сильных" основаниях, соответствие расчетных и фактических осадок превысит 50%.

2. При использовании методики ДБН точность для расчета осадок фундаментов, возведенных на "слабых" основаниях, наоборот, существенно уменьшится.

В этой связи при проектировании фундаментов на "слабых" основаниях по методике ДБН в качестве рекомендации мы предлагаем назначать площадь фундаментов на 10...40%, больше расчетной из **конструктивных соображений.**

Далее остановимся на особенностях применения рекомендованной ДБН методики для расчета средних осадок фундаментов. Следует обратить внимание на такие факты.

1. Принятая в формуле диаграмма приложения к основанию нагрузки не совсем соответствует действительной, поскольку при отрывке котлована происходит **разгрузка основания.** В этом случае имеют место **упругие деформации** подъема его днища, в силу чего для их расчета следует использовать не **модули общей деформации** грунтовых слоев  $E_i$  (см. первое слагаемое в формуле (7.7)), а их **модули упругости**  $E_i^y$ .

2. Рекомендуемая ДБН формула (7.9) для определения напряжений  $\sigma_{z\gamma,i}$ , обусловленных **отрывкой** и **обратной засыпкой** котлована справедлива **только для проходящей через ее центр вертикали.** Вблизи от бортов котлована обусловленные **отрывкой** и **обратной засыпкой** котлована напряжения  $\sigma_{z\gamma,i}$  (следовательно, и вызванные ими осадки) **существенно ниже**, чем в центре.

3. При значительных размерах котлована в плане, обусловленные его отрывкой вертикальные напряжения по глубине затухают очень слабо (при неограниченных размерах фундамента в плане они вообще не зависят от глубины). Поэтому при больших размерах котлована в плане может возникнуть парадоксальная ситуация - при **возрастании среднего давления** под подошвой фундамента **его осадки будут уменьшаться.**

Поэтому при расчете осадок с использованием формулы (7.7) следует придерживаться таких рекомендаций.

1. Обязательно следует выполнить параллельный **расчет осадки с**

**использованием зависимости (7.10).**

2. Если установленная с использованием формулы (7.10) осадка фундамента в **1,4 раза и более превышает** рассчитанную по формуле (7.7) **или имеет отрицательное значение**, в качестве расчетной следует принимать установленную с использованием формулы (7.10) осадку, деленную на понижающий коэффициент 1,4.

**Альтернативой** изложенному выше являются:

– использование при расчете деформаций фактической диаграммы приложения к основанию нагрузки и соответствующих различным ее участкам деформационных характеристик грунта;

– более детальный учет свойств "слабых" оснований (например, ползучести, фильтрационной консолидации и т.д.);

– разработка более достоверных методов определения свойств грунта;

– совершенствование методов расчета оснований.