

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Тамбовский государственный технический университет»

В. В. ЛЕДЕНЁВ

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Рекомендовано Научно-техническим советом университета
в качестве монографии для научных работников,
проектировщиков, аспирантов, магистрантов и студентов,
обучающихся по направлению «Строительство»



Тамбов
◆ Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ» ◆
2015

УДК 624.151
ББК Н58-02
Л39

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор,
профессор кафедры «Строительная механика»
ФГБОУ ВПО «ВГАСУ»
В. С. Сафонов

Доктор технических наук, профессор,
профессор кафедры «Городское строительство
и автомобильные дороги» ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
В. И. Леденёв

Леденёв, В. В.

Л39 Несущая способность и деформативность оснований и фундаментов при сложных силовых воздействиях : монография / В. В. Леденёв. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. – 324 с. – 400 экз. – ISBN 978-5-8265-1444-3.

Приведены основные сведения о физико-механических свойствах грунтов и методах их определения, методах решения задач механики грунтов. Рассмотрены методы расчета оснований фундаментов по двум группам предельных состояний.

Предназначена для научных работников, проектировщиков, аспирантов, магистрантов и студентов, обучающихся по направлению «Строительство».

УДК 624.151
ББК Н58-02

ISBN 978-5-8265-1444-3

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО ТГТУ), 2015
© Леденёв В. В., 2015

ВВЕДЕНИЕ

В известной учебной и нормативной литературе изложены принципы расчета оснований и фундаментов на действие в основном осевой и внецентренной вертикальной нагрузки. Из-за ограничения объема изданной части практически важные вопросы рассмотрены лишь в общих чертах или вообще не рассмотрены. В то же время в журналах, монографиях встречаются весьма ценные, на наш взгляд, материалы, которые могли бы быть полезны студентам, аспирантам и инженерам. В первую очередь это касается расчета и проектирования железобетонных фундаментных конструкций, которые зачастую выпадают из учебной программы. Недостаточно рассматриваются расчеты оснований фундаментов при сложных силовых воздействиях с учетом реологических процессов и разных условий эксплуатации.

При работе над монографией использованы результаты исследований автора, отечественных и зарубежных ученых.

Методы исследования механических и реологических свойств грунтов рассмотрены в [9, 15, 17, 21, 54, 55, 69]. Расчет и проектирование оснований и фундаментов приведен в [1 – 5, 10 – 16, 22 – 46, 49 – 53, 55 – 69, 70 – 77, 79 – 93]. Вопросы конструирования фундаментов изложены в работах [10, 18, 20, 24, 37, 40, 42, 43, 56, 58 – 60, 63, 76, 78, 80 – 82, 84, 85, 88, 89]. Учету совместной работе основания фундаментов, здания или сооружения посвящены работы [19, 36, 49, 51, 66 – 68]. Особенности проектирования и расчета фундаментов на сжимаемом слое переменной толщины описаны в работах [1, 2, 70, 71].

Автор внедрил и проводил испытания и исследования забивных призматических свай в Тамбовской, Курской и Воронежской областях, буронабивных свай в Курской и Воронежской областях, фундаментов-оболочек в Курской области.

Многочисленные обследования зданий и сооружений с повреждениями несущих конструкций показали, что причинами их, как правило, являются ошибки при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации, связанные с основаниями и фундаментами.

Глава 1

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

1.1. СОСТАВ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

В состав инженерно-геологической разведки входят:

- проходка горных выработок;
- полевые исследования свойств грунтов;
- геофизические исследования;
- лабораторные исследования состава и свойств грунтов и химического состава подземных вод;
- опытно-фильтрационные работы;
- специальные виды инженерно-геологических исследований;
- камеральная обработка материалов.

Полевые испытания грунтов. При полевых инженерно-геологических изысканиях исследуют:

- неоднородность состава, состояния и свойств грунтов, статическое и динамическое зондирования, ударно-вибрационное зондирование, пенетрационно-каротажные исследования, искометрию, микропенетрацию;
- деформационные свойства, испытания статическими нагрузками на штамп, прессиометрию, статическое и динамическое зондирования, опытное замачивание грунтов в котлованах;
- прочностные свойства грунтов: сдвиг целиков, выпирание призм, обрушение призм, вращательный срез, статическое и динамическое зондирования;
- напряженное состояние массива грунтов, испытание методами разгрузки и компрессии;
- боковое давление, замеры с помощью датчиков;
- коэффициент фильтрации, одиночные и кустовые откачки из скважин, откачки воды из шурфов, одиночные и кустовые наливывы воды в скважины, наливывы воды в шурфы, одиночные и кустовые нагнетания воздуха в скважины, стационарные наблюдения за уровнем подземных и поверхностных вод.

1.2. РАЗМЕРЫ И ФОРМЫ ЧАСТИЦ

Форма песчаных частиц может меняться в широких пределах от очень окатанных, близких по форме к шару, до не окатанных, угловых, пластичных.

Для числовых оценок характеристик поверхности и формы частиц используют коэффициент округленности или окатанности α и сферичности β (рис. 1.1).

$$\alpha = r_i / (nR); \quad \beta = F_4 / F_R,$$

где r_i – радиус кривизны отдельных участков контура частиц; n – число участков, для которых определялись радиусы r ; R – радиус круга, вписанного в контур частицы; F_4 – площадь проекции каждого зерна; F_R – площадь круга, описанного вокруг проекта зерна.

Для гладких шаров $\alpha = \beta = 1$. В качестве обобщенной характеристики формы и характера поверхности используют коэффициент форм

$$K_{\text{сп}} = \alpha\beta.$$

Для идеального гладкого шара $K_{\text{сп}} = 1$.

Классификация грунтов по гранулометрическому составу и окатанности поверхности частиц приведена в табл. 1.1 и 1.2.

Песчаные грунты разделяют по неоднородности грануметрического состава – коэффициенту неоднородности

$$C_u = d_{60} / d_{10},$$

где d_{60} , d_{10} – диаметры частиц, меньше которых в грунте содержится 60 и 10% по массе. При $C_u > 3$ грунты считаются неоднородными, при $C_u < 3$ – однородными.



Рис. 1.1. Определение коэффициентов:

a – окатанности; *б* – сферичности

Таблица 1.1

Наименование частиц		Размеры частиц, мм
Окатанные	Угловатые	
Валуны	Камни	>200
Галька	Щебень	200...40
Гравий	Дресва	40.....2
Песчаные		
>> крупные		2,0...0,5
>> средние		0,50...0,25
>> мелкие		0,25...0,10
>> тонкие		0,10...0,05
Пылеватые		0,050...0,005
Глинистые		<0,005

Таблица 1.2

Виды крупнообломочных и песчаных грунтов	Характерный размер частиц, мм	Содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе
Крупнообломочные:		
валуны (глыбовый)	200	>50
галечниковый (щебенистый)	10	>50
гравийный (дресвяной)	2	>50
Песчаные:		
Песок гравелистый:	2	>25
крупный	0,5	>50
средней крупности	0,25	>50
мелкий	0,1	>75
пылеватый	0,1	>75

1.3. ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Основными физическими характеристиками являются плотность ρ , влажность ω , плотность частиц грунтов ρ_s . Наиболее часто имеем $\rho = 1,4 \dots 2,1 \text{ г/см}^3$; $\omega = 0,01 \dots 0,60$; $\rho_s = 2,4 \dots 2,8 \text{ г/см}^3$. Для кварцевых песков $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$; для глин $\rho_s = 2,70 \dots 2,75 \text{ г/см}^3$. Приведем производные показатели.

Плотность сухого грунта

$$\rho_d = \rho / (1 + \omega).$$

Удельный вес сухого грунта

$$\gamma_d = \gamma / (1 + \omega).$$

Коэффициент пористости

$$e = n / (1 - n) = (\rho_s / \rho)(1 + \omega) - 1.$$

Пористость грунта

$$n = 1 - \rho_d / \rho_s.$$

Степень влажности

$$S_r = \omega \rho_s / (e \rho_\omega).$$

Число пластичности

$$I_p = \omega_L - \omega_p.$$

Показатель консистенции

$$I_L = (\omega - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p) = (\omega - \omega_p) / I_p.$$

В формулах обозначено: ω – естественная оптимальная влажность грунта; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения; ρ_ω – плотность воды; ω_L ; ω_p – относительные влажности на границах раскатывания и текучести.

Взаимные зависимости наиболее важных показателей приведены в табл. 1.3.

Таблица 1.3

	ρ_s	ρ	ρ_d	n	e	ω
ρ_s	ρ_s	$\frac{\rho_s}{(1+\omega)(1-n)}$	$\frac{\rho_d}{n-1}$	$\frac{\rho_d}{n-1}$	$\rho_d(1+e)$	$\frac{S_r e}{\omega}$
ρ	$\frac{\rho_s}{(1-n)(1+\omega)}$	ρ	$\rho_d(1+\omega)$	$\rho_s(1-n)(1+n)$	$\frac{\rho_s(1+\omega)}{1+e}$	$\frac{S_r(1+\omega)}{\omega}$

Продолжение табл. 1.3

	ρ_s	ρ	ρ_d	n	e	ω
ρ_d	$\rho_s(1-n)$	$\frac{\rho}{1+\omega}$	ρ_d	$\rho_s(1-n)$	$\frac{\rho_s}{1+e}$	$\frac{\rho_s}{1+\omega}$
n	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$1 - \frac{\rho}{\rho_s(1+\omega)}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	n	$\frac{e}{1+e}$	$1 - \frac{\rho_\omega}{\rho_s(1+\omega)}$
e	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	$\frac{\rho_s(1+\omega)}{\rho} - 1$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	$\frac{n}{1-n}$	e	$\frac{\rho_s(1+\omega)}{\rho} - 1$
ω	$\frac{\rho}{\rho_s(1-n)} - 1$	$\frac{\rho - \rho_d}{\rho_d}$	$\frac{\rho - \rho_d}{\rho_d}$	$\frac{\rho}{\rho_s(1-n)}$	$\frac{\rho(1+e)}{\rho_s} - 1$	ω
S_r	$\frac{\omega\rho_s(1-n)}{n\rho_\omega}$	$\frac{\omega\rho}{n(1+\omega)\rho_\omega}$	$\frac{\omega\rho_d}{n\rho_\omega}$	$\frac{\omega\rho_d}{n\rho_\omega}$	$\frac{\omega\rho_d}{e\rho_\omega}$	$\frac{\omega\rho_d}{e\rho_\omega}$

По показателю консистенции суглинки и глины подразделяются на:

Твердые	$I_L < 0$
Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичные	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$
Мягкопластичные	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$
Текучепластичные	$0,75 \leq I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$

Для супесей различают три состояния:

Твердые	$I_L < 0$
Пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучие	$I_L < 0$

По числу пластичности глинистые грунты подразделяются на:

Супеси	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинки	$0,07 \leq I_p \leq 0,17$
Глины	$I_p < 0,17$

Зависимость показания консистенции от влажности показана на рис. 1.2.

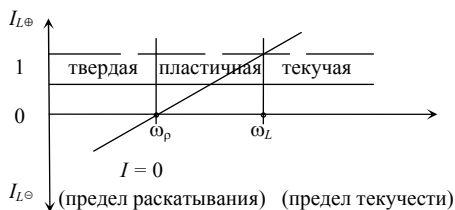


Рис. 1.2. Изменение показателя консистенции I_L в зависимости от влажности ω

По степени влажности песчаные грунты подразделяют на:

- Маловлажные $0 < S_r \leq 0,5$
 Влажные $0,5 < S_r \leq 0,8$
 Насыщенные водой $0,8 < S_r \leq 1,0$

При $S_r = 1$ $e = \omega \rho_s / \rho_\omega$.

С учетом взвешивающегося действия воды

$$\gamma_{se} = (\gamma_s - \gamma_\omega) / (1 + e) = (\gamma_s - \gamma_\omega)(1 - n).$$

Для дорожного строительства используют следующую классификацию (табл. 1.4). Подробнее см. В. Д. Ломтадзе, 1984.

Таблица 1.4

Виды грунтов	Разновидности	Число пластичности	Содержание песчаных частиц в грунте 2,00...0,05 мм	
			по размерам частиц, мм	по массе, %
Глины	Жирные	>27	Не нормируются	
	Пылеватые (полужирные)	17...27	–	<30
	Песчанистые	17...27	2,00...0,05	>40
Суглинки	Тяжелые пылеватые	12...27	2,00...0,05	<40
	Тяжелые	17...27	2,00...0,05	>40
	Средние и легкие пылеватые	7...12	2,00...0,05	<40

Виды грунтов	Разновидности	Число пластичности	Содержание песчаных частиц в грунте 2,00...0,05 мм	
			по размерам частиц, мм	по массе, %
Супеси	Тяжелые пылеватые	1...7	2,00...0,05	<20
	Пылеватые	1...7	2,00...0,05	20...50
	Тяжелые	1...7	2,00...0,05	>50
Пески	Пылеватые	<1	>0,1	>75
	Мелкие	<1	>0,1	<75
	Средние	<1	>0,25	>50
	Крупные	<1	>0,5	<50
	Очень крупные	<1	>1,0	>50

Оптимальные уплотняемость и влажность. Для оценки уплотняемости грунта природной влажности грунт укладывают в прибор Союздорнии тремя слоями, и каждый слой уплотняют 30...40 ударами стандартного груза, сбрасываемого с определенной высоты. Испытывают несколько проб при разной влажности. По графику в координатах $\rho_d - \omega$ определяют влажность, при которой достигается наибольшая плотность (оптимальная влажность), и наибольшее значение оптимальной плотности скелета при оптимальной влажности (рис. 1.3)

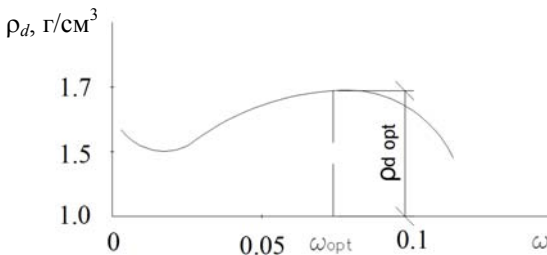


Рис. 1.3. Зависимость плотности скелета грунта от его влажности после стандартного уплотнения

Плотность сложения песчаных грунтов. Коэффициент относительной плотности сложения определяется по формуле

$$I_d = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}),$$

где e_{\max} , e , e_{\min} – коэффициент пористости грунта в максимально рыхлом, естественном и минимально плотном состояниях.

Диапазон изменения I_d от нуля до единицы делят на три равные части (рис. 1.4).

Для нахождения I_d используют острую рыхлую отсыпку грунта в мерный сосуд, для определения e_{\min} – применяют уплотнение трамбованием в мерном сосуде.

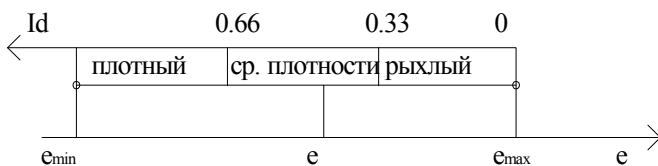


Рис. 1.4. Изменение степени плотности сложения I_d в зависимости от коэффициента пористости

Маслов Н. Н. рекомендовал классификацию, приведенную в табл. 1.5.

Таблица 1.5

I_d	Плотность песков
0...0,20	Предельно рыхлые
0,20...0,40	Рыхлые
0,40...0,60	Средней плотности
0,60...0,80	Плотные
0,80...1,00	Очень плотные

Ломтадзе В. Д. выполнил классификацию песка по плотности сухого грунта (табл. 1.6).

Классификация песков по коэффициенту пористости приведена в табл. 1.7 (СНиП 2.02.03–86).

Таблица 1.6

Грунты	Состояние	Плотность сухого грунта, г/см ³
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Плотное сложение	>1,7
	Средней плотности	1,55...1,70
	Рыхлое сложение	<1,55
Пески мелкозернистые	Плотное сложение	>1,65
	Средней плотности	1,50...1,65
	Рыхлое сложение	<1,5

Таблица 1.7

Плотность сложения	Коэффициент пористости для песков		
	гравелистых, крупных и средней крупности	мелких	пылеватых
Плотные	$e < 0,55$	$e < 0,6$	$e < 0,6$
Средней плотности	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$0,6 \leq e \leq 0,8$
Рыхлые	$e > 0,7$	$e > 0,75$	$e > 0,8$

В качестве показателя степени виброуплотнения используют следующий:

$$R_d = \rho^{sk} / \rho_{\max}^{sk},$$

где ρ_{\max}^{sk} – плотность грунта при его максимальном виброуплотнении.

1.4. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Компрессионные испытания. Опыты проводят в условиях невозможности бокового расширения, т.е. $\varepsilon_k = \varepsilon_g = 0$, при этом $\nu = \xi / (1 + \xi)$, где $\nu = \varepsilon_k / \varepsilon_z = \varepsilon_g / \varepsilon_z$; $\xi = \sigma_x / \sigma_z = \sigma_y / \sigma_z$. Коэффициент пористости считают зависящим от суммы нормальных напряжений в скелете (принцип гидроемкости Н. М. Герсеванова), т.е. $e = e(\theta)$, где $\theta = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$.

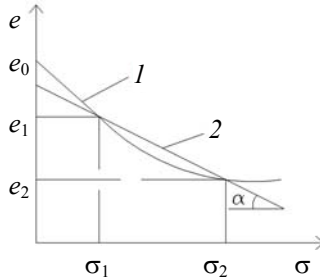


Рис. 1.5. Компрессионная кривая нагрузки:

1 – опытная кривая (ветвь уплотнения); 2 – спрямленный участок для определения коэффициента уплотнения

В компрессионном приборе $\sigma_x = \sigma_y = \xi d_z = \xi \sigma$;

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - (1 + e_0) S_{z,i} / h_0 = e_0 - (1 + e_0) \varepsilon_z;$$

$$e = -a \frac{\theta}{1 + 2\xi} + b; \quad \alpha \approx \operatorname{tg} \alpha = (e_1 - e_2) / (\sigma_2 - \sigma_1).$$

где α – коэффициент сжимаемости (рис. 1.5).

При $\alpha > 1 \text{ МПа}^{-1}$ грунты считают сильно сжимаемыми, а при $\alpha < 0,01 \text{ МПа}^{-1}$ – мало сжимаемыми.

Относительная объемная деформация

$$\varepsilon_v = \varepsilon_k + \varepsilon_y + \varepsilon_z = (1 - 2\nu)\theta / \varepsilon.$$

В дифференциальной форме

$$E = (1 - 2\nu) / (d\varepsilon_v / d\theta) = \frac{(1 - \xi)(1 + e)}{(1 + \xi)(de / d\theta)}.$$

При $\beta = (1 - \xi)(1 + 2\xi) E / (1 + \xi) \quad E = \beta(1 + e) / G.$

Модули сдвига $G = 2E / (1 + \nu)$ и объемного сжатия $K = E / (1 - 2\nu)$ связаны между собой соотношением

$$\nu = (K - 2G) / (2K + 2G).$$

С увеличением гидростатического объема модуль K увеличивается (рис. 1.6, а), и при деформации сдвига модуль G уменьшается (рис. 1.6, б).

Коэффициент Пуассона ν принимают: для крупнообломочных грунтов – 0,27; супесей и песков – 0,30; суглинков – 0,35; глины – 0,42.

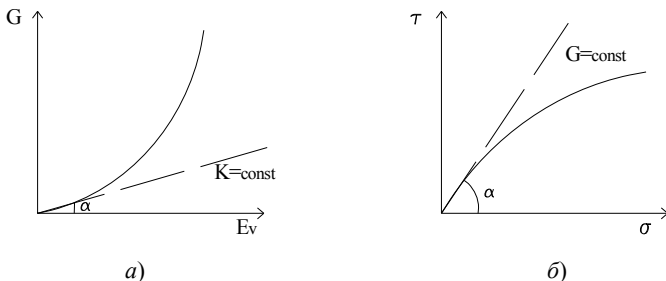


Рис. 1.6. Характер возрастания объемных деформаций грунта при гидростатическом обжатии напряжением σ :

a – при деформации сдвига δ ; *б* – при изменении обобщенного касательного напряжения τ

Модуль деформации грунта по результатам штамповых испытаний вычисляют для прямолинейного участка осадки S от удельной нагрузки p по формуле (рис. 1.7)

$$E = (1 - \nu^2) 0,8d(\Delta p / \Delta S).$$

На основании сравнения результатов полевых (штамповых) и лабораторных (компрессионных) испытаний определены коэффициенты перехода $m = E_{шт} / E_k$ (табл. 1.8).

При испытании в буровых скважинах применяют штампы площадью 60 см², в котлованах – 2500 и 5000 см².

Для неоднородного по сжимаемости основания определяют усредненные значения модуля деформации.

$$E = \sum H_i / E_i H,$$

где H_i – толщина i -го слоя; E_i – модуль деформации i -го слоя; H – сжимаемая толщина.

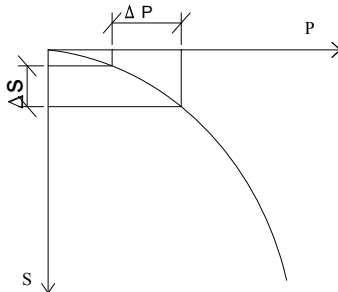


Рис. 1.7. Зависимость осадки от давления

Таблица 1.8

Грунт	Коэффициент пористости e							
	0,41	0,54	0,61	0,71	0,91	1,01	1,11	1,21
	0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-1,01	-1,1	-1,2	-1,3
Супеси	4,2	4,2	3,7	3	2,2	–	–	–
Суглинки	5	4,8	4,5	3,9	3,2	2,6	2,1	–
Глины	–	–	6	6	5,8	5,4	4,8	4,1

1.5. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Испытания на приборах плоского среза. Проводят несколько опытов при $F = \text{const}$ (рис. 1.8).

По закону Ш. Кулона для сыпучих грунтов

$$\tau_{ui} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi = \sigma_i f .$$

Для связных грунтов

$$\tau_{ui} = c + \operatorname{tg} \varphi \sigma_i = c + f \sigma_i ,$$

где φ – угол внутреннего трения; f – коэффициент внутреннего трения; c – удельное сцепление.

Соппротивление сдвигу связного грунта для неконсолидированного состояния

$$\tau_u = c + f(\sigma - u) ,$$

где u – нейтральное (поровое) давление, соответствующее данной степени консолидации; c – эффективное сцепление.

По Н. Е. Маслову

$$c = c_c + c_\omega .$$

где c_c – структурное жесткое сцепление; c_ω – пластичное сцепление, обусловленное водно-коллоидными связями.

Величину P_c на рис. 1.8, z называют давлением связности.

Кривые сдвиги можно рассматривать как прямолинейную огибающую кругов Мора (рис. 1.9).

Условие прочности Мора имеет вид

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

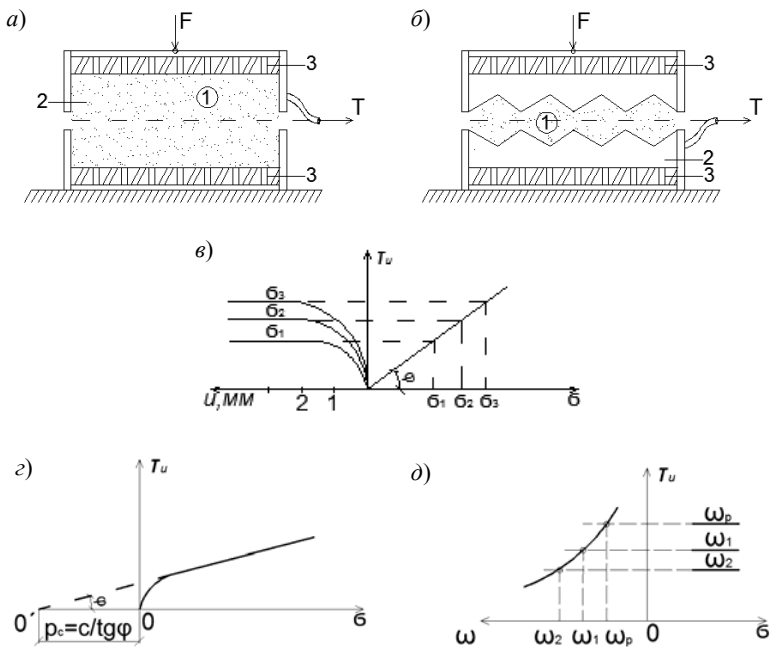


Рис. 1.8. Схема прибора с верхней (а) и нижней (б) каретками; зависимость сопротивления сдвигу от нормального напряжения для песчаных (в) и глинистых (г) грунтов; зависимость сопротивления сдвигу от влажности в условиях неконсолидированно-нетренированных испытаний (д): 1 – образец грунта; 2 – подвижная каретка; 3 – пористые диски

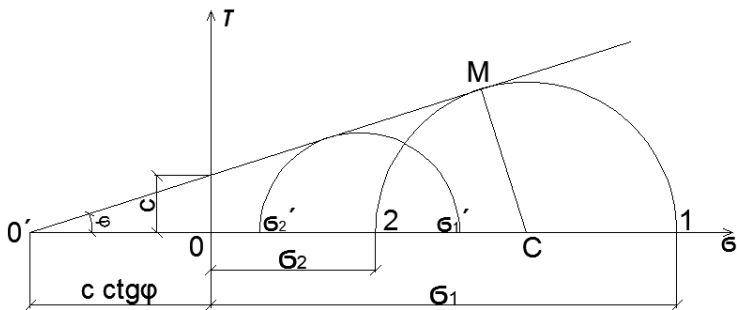


Рис. 1.9. Огибающие кривые предельного напряжения при сдвиге связных грунтов (Н. А. Цыгович, 1973)

Угол внутреннего трения φ_n повышается с увеличением в грунте крупных включений, уменьшением окатанности зерен и увеличиванием плотности. Указанные факторы учитывают в формуле Ханзина и Ландборна

$$\varphi_n = 30^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 .$$

Величины поправочных коэффициентов приведены в табл. 1.9

При переходе от очень плотной укладки песка к рыхлой угол внутреннего трения может уменьшаться на $7 \dots 12^\circ$. В зависимости от указанных выше факторов угол внутреннего трения варьируется в пределах от 28 до 42° .

Таблица 1.9

Признаки песка	Характеристики песков и гравия	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4
Окатанность	Плохо окатанные зерна	-1	-	-	-
	Обычные по окатанности зерна	0	-	-	-
	Округлые зерна	-3	-	-	-
	Очень хорошо окатанные пески	-5	-	-	-
Крупность зерен	Песок	-	0	-	-
	Мелкий гравий	-	+1	-	-
	Средней крупности и крупный гравий	-	+2	-	-
Однородность	Весьма однородный песок	-	-	-3	-
	Песок средней однородности	-	-	0	-
	Очень не однородный песок	-	-	+3	-
Плотность	В предельно рыхлом состоянии	-	-	-	-6
	Средней плотности	-	-	-	0
	В предельно плотном состоянии	-	-	-	+6

До некоторого значения влажности (порядка 34°) угол внутреннего трения даже пылевых песков при увлажнении практически не изменяется и примерно равен 30° . По мере перенасыщения породы водой появляется ясно выраженная тенденция к резкому уменьшению угла внутреннего трения до 14° .

Приведем основные схемы и результаты испытаний грунтов с использованием инвариантов напряженного и деформированного состояния (см. Г. Г. Болдырев, М. В. Малышев, 2015; Г. Г. Болдырев, 2008).

Нагружение может быть простым и сложным. При простом компоненты тензора напряжений возрастают пропорционально одному параметру, например времени. При сложном нагружении направления главных напряжений и взаимоотношения между ними могут изменяться самым разнообразным способом. Траектория напряжений определяется как совокупность значений, определяемых тензором напряжений в рассматриваемой точке среды в процессе изменения внешних нагрузок.

Одноосное сжатие. При этом (рис. 1.10, в)

$$\begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_2; \quad \sigma_1 = \sigma_3 = 0; \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = +\Delta h/h_0; \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_x = -|\Delta d/d_0|; \\ \sigma_{\text{ср}} = \sigma_z/3; \quad \sigma_i = \sigma_z; \quad \mu_\sigma = -1; \quad \sigma_{\text{ср,пл}} = \sigma_z/2; \quad T = \sqrt{3} \sigma_z/3; \quad T_{\text{пл}} = \sigma_z/2; \\ \varepsilon_{\text{ср}} = (\varepsilon_z + 2\varepsilon_x)/3; \quad \varepsilon_i = 2(\varepsilon_z - \varepsilon_x)/3; \quad \mu_\varepsilon = -1. \end{aligned}$$

При $\nu = 0,5$ $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_x = -0,5\varepsilon_z$ и $\varepsilon_{\text{ср}} = 0$, а $\varepsilon_i = \varepsilon_z$.

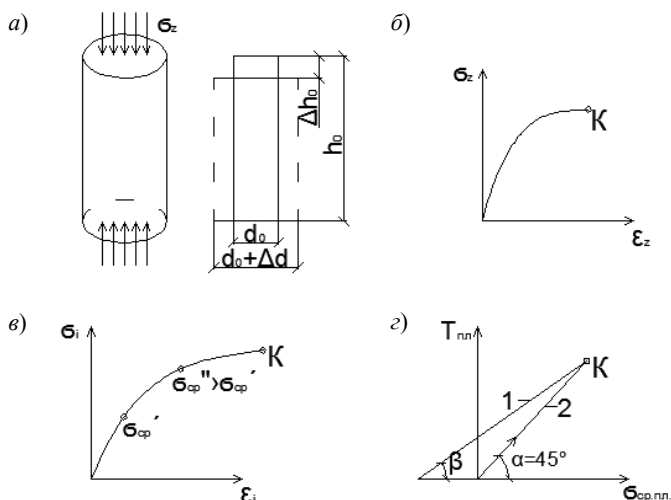


Рис. 1.10. Схема и результаты опыта на простое сжатие

Характерные опытные кривые изменения объема и формы показаны на рис. 1.10, б, в. Момент разрушений отмечен точкой К. Опыты на простое нагружение позволяют осуществлять единственную траекторию нагружения 2 (рис. 1.10, з).

Напомним, что

$$\sigma_{cp} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3; \quad \varepsilon_{cp} = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3;$$

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2};$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2},$$

где $\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$; $\mu_\varepsilon = \frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}$ – параметры напряженного и

деформированного состояния; $T = \sqrt{3} \sigma_i/3$ – интенсивность касательных напряжений.

Стабилометрические испытания. Напряженно-деформированное состояние образца характеризуется величинами:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_y; \quad \tau_{yx} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0; \\ \varepsilon_x &= \Delta h/h_0; \quad \varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z = \Delta d/d_0. \end{aligned}$$

Инварианты определяются выражениями:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= (\sigma_z + 2\sigma_x)/3; \quad \sigma_i = |\sigma_z - \sigma_x|; \\ \sigma_{cp,пл} &= (\sigma_z + \sigma_x)/2; \\ \tau_{пл} &= |\sigma_z - \sigma_x|/2; \quad \varepsilon_{cp} = (\varepsilon_z + 2\varepsilon_x)/3; \\ \varepsilon_i &= 2|\varepsilon_z - \varepsilon_x|/3. \end{aligned}$$

Испытания обычно начинают с предварительного гидростатического обжатия образца давлениями $\sigma_z = \sigma_x = \sigma$ (траектория 2 рис. 1.12, б). Образец может быть доведен до разрушения по различным траекториям нагружения. «Раздавливание» осуществляется увеличением $\sigma_z = \sigma + \Delta\sigma_z$ при $\sigma_x = \sigma = \text{const}$ (траектория 3 на рис. 1.12, б). В испытаниях по схеме «раздавливания»:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \sigma + \Delta\sigma_z/3; \quad \sigma_{cp,пл} = \sigma + \sigma_z/2; \\ \sigma_i &= \Delta\sigma_z; \quad \tau_{max} = \Delta\sigma_z/2; \quad \mu_\sigma = -1. \end{aligned}$$

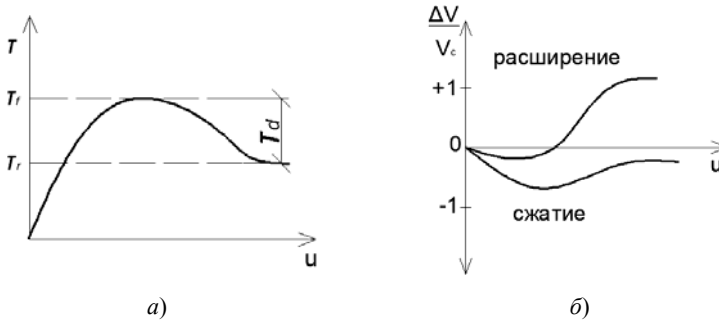


Рис. 1.11. Зависимость между горизонтальными перемещениями и касательными напряжениями (а), объемными деформациями (б)

Прямая 3 на рис. 1.12, б наклонена под углом 45° и пересекает прямую Кулона 1 в точке К. В опытах на раздавливание ε_{cp} и ε_i , характеризующие деформации объема и формы, одновременно зависят от σ_{cp} и σ_i .

В испытании по схеме «удлинение»–разрушение достигается уменьшением $\sigma_z = \sigma - \Delta\sigma_z$ при постоянном $\sigma_x = \sigma$. Тогда $\sigma_{cp} = \sigma - \Delta\sigma_z/3$; $\sigma_{cp,пл} = \sigma - \Delta\sigma_z/2$; $\sigma_i = \Delta\sigma_z$; $\tau_{max} = \Delta\sigma_z/2$; $\mu_\sigma = +1$. Этой схемой испытания отвечает траектория 4. Зависимость $\varepsilon_i(\sigma_i)$ при различных $\gamma_{cp} = const$ позволяет учесть девиаторное нагружение (траектория 5). После гидростатического обжатия давлением σ (траектория 2) производится одновременное увеличение $\sigma_z = \sigma + \Delta\sigma_z$ и уменьшение $\sigma_x = \sigma - \Delta\sigma_x$ при сохранении $\Delta\sigma_z = 2\Delta\sigma_x$. В результате получаем $\sigma_{cp} = \sigma$; $\sigma_i = 1,5\Delta\sigma_z$; $\sigma_{cp,пл} = \sigma + 0,25\Delta\sigma_z$; $T_{пл} = 0,75\Delta\sigma_z$. Прямая 5 наклонена к оси абсцисс под углом $\alpha = \arctg 3$.

В координатах σ_{cp} , σ_i траектория девиаторного нагружения будет изображена прямой, параллельной оси σ_i .

Простые траектории нагружения при соответствующих комбинациях позволяют получить более сложные траектории (рис. 1.12, б пунктир). Каждый линейный участок траектории характеризуется отношением $\Delta\sigma_i/\Delta\sigma_{cp}$ или $\Delta T_{пл}/(\Delta\sigma_{cp,пл})$. Зависимость $\varepsilon_i(\sigma_i)$ при различных $\sigma_{cp} = const$ и $\mu_\sigma = \pm 1$, а также $\varepsilon_i(\sigma_i)$ при гидростатическом обжатии показаны на рис. 1.12, в, г. Стабилметрические испытания позволяют исследовать влияние девиатора σ_i или T на объемные деформации.

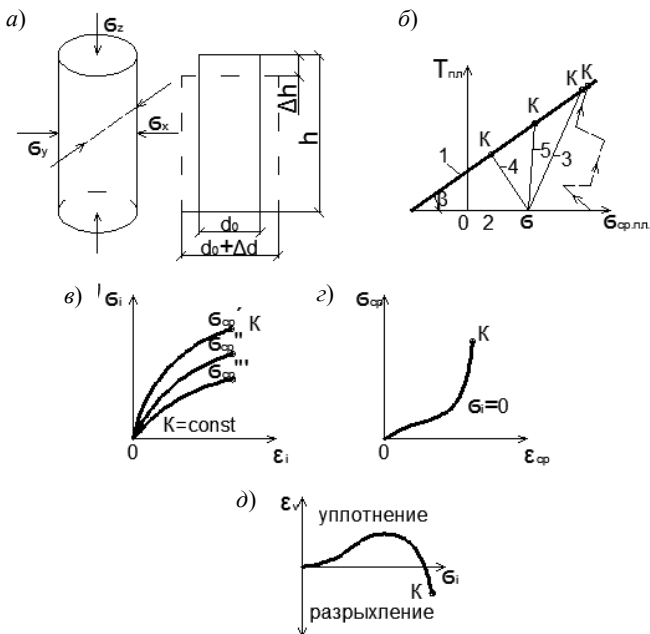


Рис. 1.12. Напряженно-деформированное состояние грунта в стабилометрических испытаниях:

- a* – схема нагружения и деформирования; *б* – траектория нагружения;
- в* – зависимость $\varepsilon_i(\sigma_i)$ при различных $\gamma_{cp} = \text{const}$ и $\mu_\sigma = -1$;
- г* – зависимость $\varepsilon_i(\sigma_i)$ при гидростатическом обжатии;
- д* – схема объемного деформирования; 1 – 5 – траектории нагружения

Девиаторная объемная деформация $\varepsilon_\delta^q = \varepsilon_v^q(\sigma_i)$ при разных $\sigma_{cp} = \text{const}$ (рис. 1.12). Уменьшение предела прочности при возрастании деформации происходит до тех пор, пока напряжение не установится на остаточном уровне. Напряжения стремятся локализоваться в точной зоне скольжения.

Бишоп А. У. ввел параметр хрупкости

$$I_b = (\tau_f - \tau_r) / \tau_f,$$

где τ_f – пиковое или разрушающее значение напряжения; τ_r – остаточное напряжение.

Параметр Лоде

$$\mu_\sigma = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_3 - \sigma_2)}{\sigma_1 - \sigma_2}.$$

Испытание полых цилиндров. К образцу в общем случае прикладывают осевую силу Q_z , крутящий момент M_z , внутреннее q_B и наружное q_H давления (рис. 1.13). Расчетные формулы имеют вид:

$$d_B = d_H - 2t; \quad \sigma_z = Q_z / (\pi dt); \quad \sigma_\theta = (q_H d_H - q_B d_B) / 2t;$$

$$\sigma_r = (q_B + q_H) / 2; \quad \tau_{z\theta} = 2M_z / (\pi d^2 t); \quad \varepsilon_z = \Delta h / h_0;$$

$$\varepsilon_\theta = \Delta d_H / d_H; \quad \varepsilon_r = \Delta t / t; \quad \gamma_{z\theta} = d_H \varphi_{кр} / (2h_0); \quad d = 0,5(d_B + d_H).$$

Испытания проводятся в следующем порядке: производят гидростатическое обжатие давлением $\sigma = q_B = q_H = \sigma_z$ при $M_z = 0$ (траектория 2 на рис. 1.13, в); нагружают по одной из траекторий до разрушения. Для $q_H = q_B = \sigma$ и $M_z = 0$. В этом случае $\sigma_z = \sigma + \Delta\sigma_z$; $\sigma_r = \sigma_e = \sigma$; $\mu_\sigma = -1$; $\sigma_{ср.пл} = \sigma + \Delta\sigma_z / 2$; $T_{пл} = \Delta\sigma_z / 2$.

Если образец доводят до разрушения увеличением внутреннего давления $q_B = \sigma + \Delta q_B$ при постоянных $q_H = \sigma$; $\sigma_z = \sigma$; $M_z = 0$, то $\sigma_r = \sigma + \Delta q_B / 2$; $\sigma_\theta = \sigma - \Delta q_B d_B / (2t)$; $\sigma_{ср.пл} = \sigma - (\Delta d_B / 4)(d_B / t - 1)$; $T_{пл} = (\Delta d_B / 4)(d_B / t + 1)$. Этому случаю соответствует траектория 4, для которой $\Delta T_{пл} / \sigma_{ср.пл} = -1$; $\mu_\sigma = +1$.

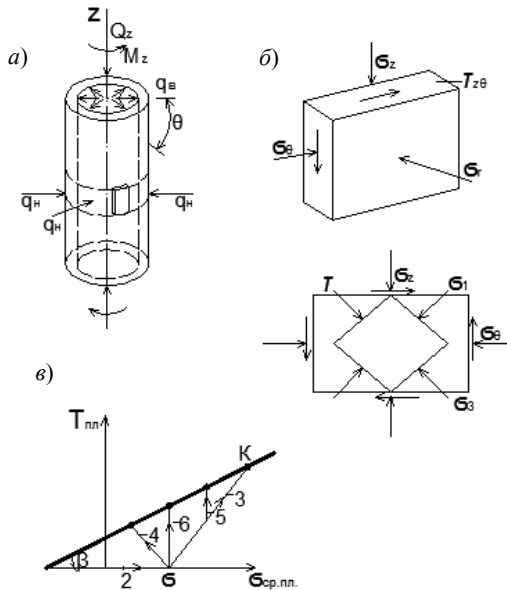


Рис. 1.13. Напряженное состояние трубчатого образца:
 а – схема нагружения; б – напряжения, действующие в образце;
 в – траектория нагружения; 1 – 5 – траектории нагружения

1.6. ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ МИКРОРЕОЛОГИИ ГРУНТОВ

Одноименная статья В. И. Осипова опубликована в журнале «Инженерная геология», 1990 г., с. 3 – 18.

Структурные элементы грунтов связаны между собой силами различной природы, которые называют структурными связями. Они образуются не по всей межфазовой поверхности, а только в контактах. Прочность пород определяется количеством контактов и величиной сцепления частиц в единичных контактах. Структурное сцепление формируется в ходе всей геологической истории исследуемого грунта в результате таких процессов, как уплотнение, старение, упрочнение, образование новых аморфных и кристаллических фаз из пересыщенных пороговых и др.

В результате этих процессов образуются различные типы контактов зацепления: коагуляционные, переходные, кристаллизационные, цементные, отличающиеся по условиям образования, природе сил и энергии взаимодействия.

Контакты зацепления характерны для крупнообломочных и песчаных несцементированных грунтов. Структурное сцепление в таких грунтах образуется за счет зацепления неровностей поверхности структурных элементов. Грунты с контактами зацепления ведут себя как сыпучие тела. При действии сдвигающих сил сопротивление их определяется законом «сухого» трения.

Коагуляционные контакты возникают только в дисперсных водонасыщенных грунтах, глинах, суглинках, лесах и др. за счет молекулярных, электростатических и магнитных взаимодействий. Действующие на контактах силы превышают вес частиц, и такие грунты ведут себя как связанные системы. Между частицами находится тонкая равновесная прослойка связанной воды. Толщина ее определяется суммарным эффектом сил притяжения частиц и расклинивающего действия гидратной пленки. Деформирование систем с коагуляционными связями идет по законам внутреннего трения.

Контакты переходного типа встречаются у слабовлажных пылевых и глинистых грунтов, например лессовых, а также водонасыщенных грунтов, претерпевших значительное гравитационное уплотнение. При определенных условиях такие контакты могут трансформироваться в коагуляционные или фазовые. У переходного контакта есть участки «сухого» соприкосновения частиц и участки, разделенные гидратной пленкой.

При высокой степени уплотнения дисперсных грунтов и их литогенетического преобразования образуются наиболее прочные кристаллизационные и цементационные контакты. Кристаллизационные контакты возникают под влиянием высокого давления и температуры, вызывающих пластическое течение материала зерен. Это приводит к «спайке» частиц за счет химических связей.

Цементационные контакты образуются в ходе диагенеза и катагенеза. Величина силы сцепления частиц определяется числом валентных связей.

Грунты, образованные структурными элементами с контактами зацепления, ведут себя как жесткопластические тела с пластичностью, развивающейся по законам внешнего сухого трения. Основные условия деформирования контактов зацепления имеют вид:

$$\tau < \tau^*; \quad \gamma = 0; \quad \tau > \tau^*; \quad \gamma = \varphi(\tau, \sigma),$$

где τ^* – предел текучести контактов; γ – скорость деформирования.

Характер деформирования грунтов с коагуляционными контактами определяется свойствами гидратной пленки связанной воды. Коагуляционные контакты могут проявлять упругие, вязкие и пластические свойства. При $\tau < \tau^*$ контакт ведет себя по законам упруго вязкого тела, проявляя замедленное последствие, характерное для реологической модели Кельвина

$$\tau = G\gamma + \eta \dot{\gamma}.$$

При $\tau > \tau^*$ начинается относительное смещение частиц по коагуляционным контактам и происходит пластическое течение. После снятия напряжения сохраняется значительная остаточная деформация. Реологическая модель включает элемент Кельвина и вязкий элемент, соединенные последовательно. У систем с дальними коагуляционными контактами отчетливо проявляются упруговязкие свойства, а с ближними – пластические.

Грунты с переходными контактами в определенных диапазонах проявляют упругие и вязкопластические свойства. Первые связаны с существованием, хотя и на ограниченной площадке, связей химической и ионно-электростатической природы. При $\tau < \tau_s$ деформирование носит упругий характер. После разрушения химических связей ($\tau > \tau_s$) переходной контакт начинает деформироваться как коагуляционный элемент с элементами сухого трения на участках, где разрушены химические и ионно-электростатические связи. При $\tau > \tau_p^*$ (τ_p^* – предел текучести переходного контакта после разрушения у него прочих

связей химической и ионно-электростатической природы) деформация носит необратимый вязкопластический характер. Реологическая модель переходного контакта включает упругие, пластические элементы и элемент, моделирующий хрупкое разрушение связей химической и ионно-электростатической природы. Управление состояния такой модели имеет вид $\tau = G\gamma$ при $\tau < \tau_s$;

$$\gamma = \frac{1}{\eta}(\tau - \tau_p^*) \text{ при } \tau > \tau_p^* .$$

Грунты с прочными фазами – кристаллическими и цементационными контактами ведут себя подобно твердым телам, деформируясь упруго вплоть до предела прочности τ_s . При $\tau > \tau_s$ контакты необратимо разрушаются и в дальнейшем ведут себя как контакты зацепления. Пластическое течение происходит при $\tau_p^* \ll \tau_s$.

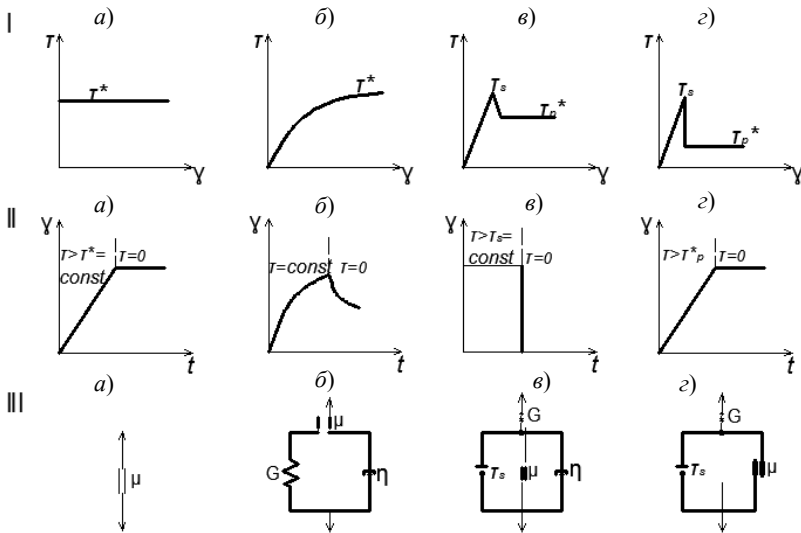


Рис. 1.14. Графики деформирования различных типов контактов (I), графики ($\tau = \text{const}$) и разгрузки ($\tau = 0$) различных типов контактов (II), реологические модели контактов (III). Типы контактов: а – зацепление; б – коагуляционный; в – переходной; г – фазовый.

Примечание: в графиках II в – фазовый и переходной при нагрузках ниже прочности структуры; в II г – то же при нагрузках выше прочности структуры

Деформация разрушенного контакта носит необратимый характер и идет с постоянной скоростью, зависящей от нормальной и сдвигающей нагрузок. Реологическая модель фазовых контактов включает последовательное соединение упругих и пластических элементов. При $\tau > \tau_s$ происходит разрушение жесткого элемента и в работу включается элемент сухого трения. Реологическое уравнение состояния грунтов с фазовыми контактами определяется следующими условиями:

$$\gamma = \tau / G, \text{ при } \tau < \tau_s;$$

$$\gamma = \varphi(\tau, G) \text{ при } \tau > \tau_p^*,$$

где τ_s – предел прочности структуры; τ_p^* – предел текучести разрушенной структуры.

В природных грунтах возможно одновременное существование контактов нескольких типов. Даже внутри одного типа контактов их прочность может варьировать в пределах нескольких порядков. Реологические модели реальных грунтов должны быть более сложными и отображать поведение каждого типа контактов, присутствующих в грунте. Такие модели представляют собой комбинации простых. В модель могут включаться несколько однотипных частиц моделей с различными механическими параметрами упругости, вязкости и трения.

Примеры более сложных реологических моделей приведены на рис. 1.15.

Модели на рис. 1.15, *a* в любом диапазоне принятых в механике грунтов нагрузок и скоростей деформирования ведут себя как упруго-пластическое тело со сколь угодно большими величинами необратимых деформаций. Эту модель не имеют отчетливо выраженного предела прочности из-за постепенного (эстафетного) механизма включения в работу пластических элементов. Здесь полагают, что вязкие элементы и элементы трения в коагуляционных контактах имеют неограниченную длину. Деформационный график модели постепенно выполаживается и стремится к асимптоте, соответствующей прочности контакта с наибольшей величиной μ .

Особенностью модели с фазой является ее хрупкое разрушение несмотря на наличие специальных элементов с различными значениями τ_s . При разрушении слабых контактов нагрузка мгновенно передается на более прочные контакты, вызывая их хрупкое разрушение. После разрушения прочность структуры определяется работой элементов трения, которые деформируются при напряжении, значительно меньшим τ_s .

Модель грунта со смешанной структурой (рис. 1.15, *б*) включает любой набор различных частных моделей в зависимости от присутствующих в грунте типов контактов.

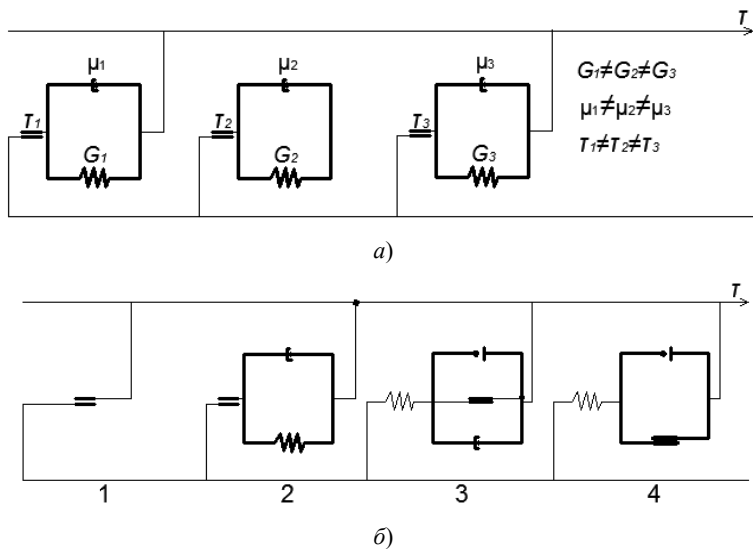


Рис. 1.15. Реологические модели грунта с коагуляционной (а) и со смешанной (б) структурой; контакты:
 1 – зацепления; 2 – коагуляционный; 3 – переходный; 4 – фазовый

Микроструктурная перестройка является одним из основных факторов снижения прочности грунта при длительном деформировании. При сдвиге происходит образование дефектов структуры (микротрещин, пустот, кливажа), их спонтанное нарастание, которое может вызвать прогрессирующий рост величины деформации и разрушение структуры при $\tau = \text{const}$. Зона сдвига имеет определенную ширину и сложную структуру. Внутри зоны сдвига наблюдается система диагональных плоскостей сдвига, образующих правильную сетку, характерную для объемного деформирования дисперсных тел.

При снижении скорости сдвига характер микроструктурных изменений остается таким же, но ширина зоны сдвига при медленном сдвиге возрастает от 3 до 30 раз по сравнению с быстрым сдвигом. Прочность грунта в направлении, перпендикулярном ориентации структурных элементов, выше, чем в параллельном. При приближении к пределу текучести на отдельных участках идет концентрация сдвиговых напряжений, и начинают развиваться микросдвиговые процессы, приводящие к повышенной ориентации частиц. Дальнейшее увеличение напряжений приводит к формированию зоны сдвига. Сначала появляется система субпараллельных плоскостей сдвига. Затем они сливаются и образуют четкую зону сдвига.

На завершающем этапе деформирования, который соответствует запредельному напряжению (участок постепенного перехода на остаточную прочность), зона сдвига продолжает развиваться, заканчиваются процессы переориентации частиц на ранее сформированных плоскостях сдвига, появляется сеть диагональных плоскостей сдвига.

С процессом структурных изменений грунта в зоне сдвига тесно связаны явления дилатансии, приводящие к изменению количества контактных взаимодействий и прочности грунта. На первых двух этапах структурных изменений дилатансия имеет отрицательный знак и вызывает некоторое уплотнение грунта. На третьем этапе дилатансия переходит из отрицательной в положительную и вызывает дополнительное снижение прочности грунта.

Основным фактором, определяющим поведение грунта при длительной деформации, является энергетическая неоднородность контактов. Сила притяжения частиц микронных размеров на единичном контакте изменяется от $10^{-11\text{H}}$ до $10^{-2\text{H}}$. Первая величина характерна для дальнего коагуляционного контакта, вторая – для фазового кристаллизационного или цементационного. Такая неоднородность в структуре играет решающую роль в распределении напряжений и деформаций.

При быстром приложении нагрузки напряжения одновременно передаются на все контакты независимо от их прочности. Разрушение происходит при достижении максимального напряжения и одновременном разрыве всех контактов в плоскости разрушения.

При медленном нагружении грунта происходит постепенная «перекачка» напряжений с менее прочных на более прочные контакты. В результате эффективные напряжения локализуются на ограниченном количестве связей. Разрыв их приводит к разрушению грунта при напряжениях меньших, чем при быстром сдвиге.

При развитии отрицательной дилатансии происходит рост порового давления и снижение декоративного напряжения на контактах. Положительная дилатансия сопровождается появлением отрицательного порового давления и подсосыванием воды в зону сдвига. Это способствует подвижности водных элементов.

Для $\tau < \tau_{\min}^*$ (τ_{\min}^* – предел текучести наиболее слабых контактов) деформирование идет за счет вязких и упругих элементов наиболее слабых контактов и носит затухающий характер.

В случае $\tau > \tau_{\min}^*$ ($\tau > \tau_{\min}^*$ – предел текучести наиболее прочных контактов) идет постоянная релаксация напряжений на слабых контактах и передача их на более прочные. Величина деформации прогрессивно нарастает во времени. В интервале $\tau_{\min}^* < \tau < \tau_{\max}^*$ система деформируется в течение длительного времени с постоянной скоро-

стью. Постепенно преодолевается предел текучести вначале слабых, а затем средних по прочности контактов. При этом деформирование происходит с постоянной скоростью в течение длительного времени. Развитие этого процесса приводит к концентрации напряжения на наиболее прочных контактах. В зависимости от величины напряжений (по отношению к τ_{\max}^*) деформирование затухает или идет, заканчиваясь разрушением.

Повышение порового давления приводит к снижению величин τ_{\min}^* и τ_{\max}^* и к изменению динамики процесса.

1.7. МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

Линейно-деформируемое грунтовое основание при статических воздействиях. Дифференциальное уравнение равновесия упругости среды

$$\sigma_{ij,j} + \rho x_i = 0,$$

где $\sigma_{ij,j} = \sum_{i,j=1}^2 \partial \sigma_{ij} / \partial x_i$ – компонента вектора равнодействующей

внутренних сил, действующих на единицу объема грунта; $\rho x_i = \varepsilon_i$ – компонента равнодействующих массовых сил, действующих на единицу объема грунта.

В качестве определяющих можно использовать закон Гука

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \delta_{ij}\lambda\varepsilon_{ii}.$$

С учетом этих соотношений определяющие уравнения примут вид:

$$S_{ij} = 2Ge_{ij}; \quad G_v = K\varepsilon_v,$$

где $\varepsilon_v = E_{iv}$; $\sigma_v = 1/2\sigma_{ii}$; $S_{ij} = \sigma_{ij} - 1/2\delta_{ij}\sigma_{ii}$; $e_{ij} = \varepsilon_{ij} - 1/2\delta_{ij}\varepsilon_{ii}$ – компоненты тензора деформации в случае упругих деформаций связаны с градиентами перемещений скелета грунта соотношением:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}).$$

Приведем основные краевые задачи (А. Г. Угодчиков и др., 1970).

При задании на поверхность деформируемого тела напряжений Определяют упругое равновесие тела. Задача (как и вторая) имеет единственное решение как для конечных, так и для бесконечных областей. Подробнее см. А. Б. Золотов и др. (2009).

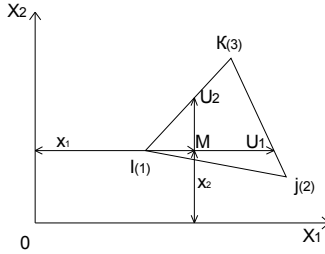


Рис. 1.16. Треугольный конечный элемент

При задании на одной части поверхности перемещений, а на другой – напряжений получают смешанную краевую задачу. Для решения краевой задачи учитывают соотношения Коши, уравнения совместности деформаций и соотношения между деформациями и напряжениями.

Решение сложных задач в последние годы выполняют методом конечных элементов (МКЭ). Применительно к плоско-деформированному состоянию дискретизацию расчетной области часто выполняют треугольными элементами 1-го порядка (рис. 1.16) [1, 29, 65, 86, 90].

Искомую функцию перемещений в пределах каждого элемента представляют полиномом 1-й степени:

$$U_1 = a_1 + a_2 x_1 + a_3 x_2;$$

$$U_2 = a_4 + a_5 x_1 + a_6 x_2.$$

Выделенный элемент имеет те же физические свойства, что и рассматриваемая среда в месте расположения элемента. Уточнение расчета получают за счет уменьшения размеров элементов и усложнения аппроксимирующих функций (В. П. Агапов, 2004).

В эти уравнения подставляют узловые координаты, приравнивают перемещения соответствующим перемещениям узловых точек и определяют постоянные a_i , $i = 1, \dots, 6$, полученные значения подставляют в выражения для U

$$U = N_i U_i + N_j U_j + N_K U_K,$$

$$N_i = \frac{1}{2A} (a_i + b_i x_1 + c_i x_2); \quad N_j = \frac{1}{2A} (a_j + b_j x_1 + c_j x_2);$$

$$N_K = \frac{1}{2A} (a_K + b_K x_1 + c_K x_2); \quad a_i = x_{1j} x_{2K} - x_{1K} x_{2j};$$

$$a_j = x_{1K} x_{2i} - x_{2K} x_{1j}; \quad a_K = x_{1i} x_{2j} - x_{1j} x_{2i};$$

$$b_i = x_{2j} - x_{2K}; \quad b_j = x_{2K} - x_{2i}; \quad b_K = x_{2i} - x_{2j};$$

$$c_i = x_{1K} - x_{1j}; \quad c_j = x_{1i} - x_{1K}; \quad c_K = x_{1j} - x_{1i}.$$

где N_i, N_j, N_K – функции формы; A – площадь треугольника.

Перемещения любой точки внутри элемента можно записать в виде

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = [IN]\{\delta\}e,$$

где $(\delta)e$ – вектор перемещений узловых точек рассматриваемого элемента.

По известным перемещениям любой точки элемента можно определить деформации и напряжения:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u_1}{\partial x_1} \\ \frac{\partial u_2}{\partial x_2} \\ \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \end{Bmatrix} = [B]\{\delta\}e;$$

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \end{Bmatrix} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\delta\}e;$$

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}.$$

Модель «кэм-клэй». Эта модель является упругопластической. Приращения объемных и сдвиговых деформаций разделены на упругие и пластические компоненты [9]:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p;$$

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^e + d\varepsilon_s^p.$$

Упругие деформации малы и обратимы при снятии напряжения. Поверхность текучести (рис. 1.17) может быть выражена соотношением

$$q = Mp/l_n(p_c / p^l).$$

где M – константа трения, значения напряжения p_c могут изменяться и зависят от напряжения.

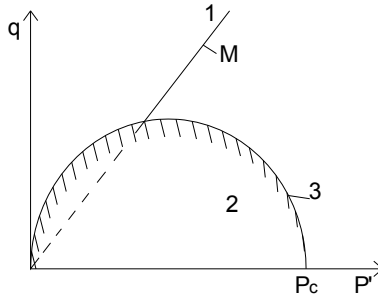


Рис. 1.17. Поверхность текучести для модели «кэм-клей»:
 1 – линии предельного состояния; 2 – упругая область;
 3 – поверхность текучести

Упругую деформацию определяют по наклону кривой набухания и вычисляют по формуле

$$d\varepsilon_v^e = K(dp' / Vp'),$$

где значение K постоянно для каждого из грунтов.

Упругие сдвиговые деформации определяют при постоянном значении коэффициента Пуассона ν :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{2K(1 + \nu)dq}{qVp'(1 - 2\nu)}.$$

Значение удельного объема определяют по формуле

$$Y = N - \lambda I_n p_c - K I_n (p' / p_c),$$

где N – значение для однородного консолидированного грунта при $p' = 1$ кПа; λ – наклон кривой первичного обжатия.

Пластические деформации вычисляются по формулам:

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda - K) \frac{[(M - q / p')dp' + dq]}{Mp'V},$$

$$d\varepsilon_s^p = \frac{d\varepsilon_v^p}{(M - q / p')}.$$

Пока напряженное состояние соответствует точке внутри поверхности текучести, деформации являются полностью упругими и $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_s^p = 0$. Когда изображающаяся точка достигает поверхности

текучести, появляются упругая и пластическая составляющие. Значение увеличивается таким образом, что изображающаяся точка всегда остается на поверхности текучести, которая расширяется в соответствии с величиной p_c .

Вышеприведенные соотношения справедливы при $q < Mp'$. Если $q > Mp'$, поведение грунта становится сложным и здесь не рассматривается.

Нелинейная механика грунтов. Это механика, разрешающая система уравнений, которая нелинейная. Механику грунтов рассматривают также как механику сплошной среды, обладающей внутренним трением. Кроме того, это многокомпонентная взаимопроникающая среда. Нелинейность разрешающей системы уравнений механики грунтов появляется:

- при зависимости консолидационных параметров от уплотнения грунта (от изменяющейся пористости) – нелинейные консолидационные свойства;

- при нелинейной связи между напряжениями, деформациями и их производными во времени – физическая нелинейность;

- при нелинейной связи между компонентами деформаций и градиентами перемещений – геометрическая нелинейность.

Нелинейные консолидационные свойства грунтов принимаются в форме экспериментально установленных зависимостей и часто используются в работах по прогнозу консолидации слабых водонасыщенных грунтов.

В нелинейной механике используют соотношения (уравнения состояния), вытекающие из теории пластичности. Поверхность нагружения не идентично поверхности, разделяющей области упругих и пластических деформаций. Поверхность нагружения совпадает с границей упругого деформирования. Нагружение вдоль этой поверхности не приводит к возникновению дополнительных пластических деформаций.

Для расчета ответственных сооружений предусматривается определение напряженно-деформированного состояния с учетом характерной для грунтов нелинейной связи между напряжениями и деформациями. Расчеты проводятся на ЭВМ. В основу методик положены соотношения деформационной теории пластичности пластического течения.

Первая из них базируется на теории Генки с использованием текущих модулей деформирования, зависящих от уровня приложенных напряжений при активном нагружении, а при разгрузке – с использо-

ванием модулей упругости. Влиянием траектории нагружения на деформации и прочность пренебрегают.

Вторая теория (пластического течения) учитывает влияние траектории режима возведения и эксплуатации на напряженно-деформированное состояние системы «основание–сооружения». В основе теории пластического течения лежит принцип диссипации механической энергии – принцип Мизеса: скорость диссипации механической энергии в единице объема во время пластического деформирования имеет максимальное значение для действительного напряженного состояния из всех возможных напряженных состояний, допускаемых данным критерием пластичности.

Ильчевым В. А. (2008) показано, что методами нелинейной механики можно решать инженерные задачи с учетом реальных технологии и последовательности ведения работ, учета неблагоприятных факторов строительства и эксплуатации.

В ряде работ использован ассоциированный и неассоциированный законы пластического течения (А. П. Филин, 1975).

Для разграничения упругого и пластического деформирования упрочняющегося материала вводят условие пластичности (Н. Н. Малинин, 1975)

$$f(\sigma_{ij}) = 0 .$$

В качестве меры упрочнения принимают работу пластического деформирования

$$q = A^P = \int \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^P .$$

или параметр q (Удквиста)

$$q = \int \overline{d\varepsilon_{ij}^P} .$$

Здесь интегрирование ведут по пути деформирования (рис. 1.18). Размеры формы и положение поверхности пластичности зависят от всей истории деформирования. Если компоненты тензора напряжения σ_{ij} получают приращения $d\sigma_{ij}$, то догружение может привести либо к упругой разгрузке, если вектор $d\sigma_{ij}$ направлен внутрь поверхности нагружения, либо к нагружению, при котором развиваются пластические деформации, если вектор $d\sigma_{ij}$ направлен наружу поверхности, либо к нейтральному нагружению, если вектор $d\sigma_{ij}$ лежит в касательной плоскости к поверхности нагружения.

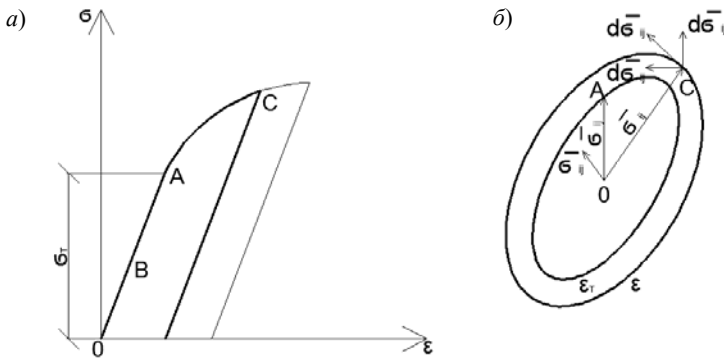


Рис 1.18. Диаграмма растяжения (а) поверхности (б) начала пластичности ε_1 и пластичности ε

Основные уравнения и алгоритмы расчета. Разрешающее уравнение задают в виде

$$L\{u\} - F = 0 \text{ на } \Omega,$$

где $L\{u\}$ – некоторый интегро-дифференциальный оператор; $\{u\}$ – вектор-функция, доставляющая решение поставленной задачи; Ω – рассматриваемая область.

Граничные условия задают двух типов:

$$u_{s_1} = \bar{u} \text{ на } s_1;$$

$$q = \frac{\partial u}{\partial n} s_2 = \bar{q} \text{ на } s_2,$$

где s_1 и s_2 – части границы, где задаются условия; $s = s_1 + s_2$ – полная граница рассматриваемой области.

Приближенное решение представляют в виде уравнения

$$L\{u\} - F = 0.$$

Подставив приближенное представление решения в разрешающее уравнение и учитывая граничные условия, можно записать:

$$\varepsilon = L\{\hat{u}\} - F \neq 0 \text{ на } \Omega;$$

$$\varepsilon_1 = \hat{u} - \bar{u} \neq 0 \text{ на } s_1;$$

$$\varepsilon_2 = \hat{q} - \bar{q} \neq 0 \text{ на } s_2,$$

где ε , ε_1 , ε_2 – ошибки.

Цель приближенных методов решения – сделать ошибки наименьшими. Этого достигают методами взвешенных остатков. Ошибку распределяют по области и границе в зависимости от весовой функции $\hat{\omega}$.

$$\int_{\Omega} \varepsilon \hat{\omega} d\Omega = 0; \quad \int_{s_1} \varepsilon_1 \hat{\omega} ds_1 = 0; \quad \int_{s_2} \varepsilon_2 \hat{\omega} ds_2 = 0.$$

Весовую функцию ω представляют в виде суммы.

$$\omega = \sum \rho_i \psi_i,$$

где ψ_i – линейно-независимые функции; ρ_i – произвольные коэффициенты.

После подстановки $\hat{\omega}$ в интегральные выражения получим условия ортогональности ошибок к функциям ψ_i .

$$\int_{\Omega} \varepsilon \psi_i ds_2 = 0; \quad \int_{s_1} \varepsilon_1 \psi_i dS_1 = 0; \quad \int_{s_2} \varepsilon_2 \psi_i ds_2 = 0.$$

В качестве весовых функций могут быть приняты дельта-функции Дирака

$$\psi_i = \delta(x - x_i).$$

С учетом основного свойства дельта-функции

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) \delta(x - x_1) dx = f(x_1)$$

получим

$$\int_{\Omega} \varepsilon \delta(x - x_i) d\Omega = \varepsilon_i = 0,$$

где i – номер узла элемента.

В основе метода конечных элементов лежит метод Бубнова–Галеркина. В интерпретации метода взвешенных остатков

$$\hat{U} = \sum_i a_i \varphi_i; \quad \hat{\omega} = \varepsilon_i \beta_i \varphi_i,$$

т.е. $\varphi_i = \psi_i$.

Основные соотношения метода Бубнова–Галеркина имеют вид:

$$\int_{\Omega} \varepsilon \varphi_i d\Omega = 0, \quad i = 1, 2, \dots$$

или

$$\int_{\Omega} [L\{\hat{u}\} - F] \varphi_i d\Omega = 0, \quad i = 1, 2, \dots$$

Таким образом, метод Бубнова–Галеркина состоит в выполнении ортогональности искомой функции и дифференциальных уравнений, заданных оператором ($L\{u\} - F = 0$) при

$$\hat{U}_i = \sum a_i \varphi_i .$$

Алгоритмы решения нелинейных задач приведены на рис. 1.18, 1.19.

Условия моделирования. Механическое подобие напряженного состояния песчаных грунтов ($c = 0$) оснований жестких фундаментов имеет место при выполнении уравнений (П. Д. Евдокимов, 1982):

$$\frac{a_\sigma}{a_L a_\gamma} = 1; \quad a_\varphi = 1,$$

где a_σ , a_L , a_γ и a_φ – масштабные коэффициенты для напряжений, линейных размеров, удельного веса и угла внутреннего трения грунта оснований соответственно.

Категории подобия напряженного состояния песчаного основания жестких фундаментов для условия плоской деформации выражаются через числа моделирования:

$$N_{\sigma_M} = \frac{\sigma_M}{b_M \gamma_M} = N_{\sigma_H} = \frac{\sigma_H}{b_H \gamma_H};$$

$$N_{\tau_H} = \frac{\tau_M}{b_M \gamma_M} = N_{\tau_H} = \frac{\tau_H}{b_H \gamma_H};$$

$$\varphi_M = \varphi_H .$$

Общий вид графиков приведен на рис. 1.19.

Флорин В. А. показал, что распределение напряжений, очертание областей пластических деформаций в двух сравниваемых случаях подобно, если

$$a_\sigma = a_c = a_b a_\sigma .$$

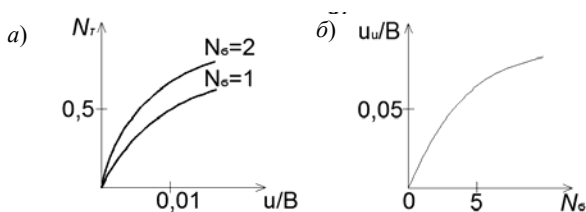


Рис. 1.19. Графики связи N_τ (а) и N_σ (б) с относительными горизонтальными смещениями

Мурзенко Ю. Н. ввел коэффициент моделирования относительно давления на основание:

$$a_N = N_M / N_H = (N_M)_{пр} / (N_H)_{пр}.$$

Если $\gamma_M = \gamma_H$, то $a_\sigma = a_b$ и $a_N = a_\sigma / a_b$ или $a_\gamma = a_N a_b$.

Коэффициент моделирования a_N показывает изменения угла внутреннего трения и геометрического очертания предельных зон, упругого ядра и поверхностей скольжения с изменением масштаба модели. Для идеального упругого основания $a_N = 1$.

Безразмерное относительное число моделирования вычисляется [57] как

$$\overline{\sigma_{ср}} = N_{ср} / N_{пр} = \sigma_{ср} / \sigma_{пр},$$

тогда
$$\frac{(\overline{\sigma_{ср}})_M}{(\overline{\sigma_{ср}})_H} = \frac{\sigma_M (\sigma_{пр})_H}{\sigma_H (\sigma_{пр})_M} = \frac{N_M (N_{пр})_H}{N_H (N_{пр})_M} = 1.$$

Нелинейные условия моделирования осадки основания модели и натурального фундамента получены в виде:

$$s_M = M_s a_b s_H,$$

где
$$M_s = \frac{(e_1 - e_2)_M}{(e_1 - e_2)_H} = a_N \frac{\left(\frac{d\sigma}{ds}\right)_H}{\left(\frac{d\sigma}{ds}\right)_M} = \frac{\left(\frac{s}{b}\right)_M}{\left(\frac{s}{b}\right)_H}.$$

Поровое давление. Оно проявляется в уменьшении контактных сил взаимодействия между частицами. Полное давление передается через давление в жидкости в порах и через частицы (принцип Терзаги); $\sigma_{ij}^{tot} = \sigma_{ij}^{ef} + \delta_{ij} p^\omega$.

Деформации и разрушение связаны только с силами, действующими между частицами, т.е. с эффективным напряжением. Если поровая жидкость не перемещается, то изменение давления будет следовать закону гидростатики.

В случае подъема порового давления эффективные напряжения и несущая способность снижаются. Процесс рассеяния порового давления называют консолидацией. С учетом консолидации определяют скорость осадки.

Полная система дифференциальных уравнений теории консолидации имеет вид

$$\sigma_{ij,j}^{tot} + \delta_{ij} p_j^\omega = F_i;$$

$$\left(\frac{K_{F_i}}{\gamma^{\omega}} p_{>i}^{\omega} \right), i = -\theta + \frac{h}{a^{\text{ог}}} \dot{p}_{>i}^{\omega},$$

где $\sigma_{ij,j}^{\text{tot}} = \sum_{i,j+1}^i \partial \sigma_{i,j}^{\text{tot}} / dx_j$ – компоненты вектора равнодействующей всех внутренних сил, действующих на единицу объема грунта; $\rho X_i = F_i$ – компоненты равнодействующих внешних массовых сил, действующих на единицу объема грунта; K_{F_i} – коэффициент фильтрации в i -направления; γ^{ω} – удельный вес воды; h – пористость; $a^{\text{ог}}$ – модуль объемной сжимаемости поровой смеси; θ – объемная деформация скелета грунта; $\dot{p}_{>i}^{\omega}$ – производные по времени; i, j – дифференцирование по i или j .

О применении нелинейной механики к расчету оснований.

Вопрос этот обсуждался Б. И. Далматовым (О. Ф. и М. Г., 1992, № 1). СНиП 2.02.01–83* рекомендует предельные значения деформации, когда конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие при взаимодействии с основанием. Далматов Б. И. считает, что при переходе к расчету по нелинейной механике неравномерности осадок могут существенно возрасти. Причинами этого являются:

- расструктуривание грунтов, сопровождающееся снижением их сопротивлению сдвига и модуля деформации; неодинаковая продолжительность от моментов вскрытия основания до устройства фундамента;

- у разных по ширине фундаментов влияние расчетных характеристик на осадок различно;

- неравномерность загрузки временной нагрузкой.

Подробные сведения о нелинейной механике можно найти в работах В. П. Агапова (2004), П. А. Акимова (2005), С. М. Алейникова (2000), А. М. Белостотского (1998), П. Бенерджи, Р. Баттерфилда (1984), Ю. К. Зарецкого (1987), А. Б. Золотова и др. (2009), В. Н. Сидорова, В. К. Ахметова (2007), В. И. Травуша (1982), Л. А. Толоконникова, А. А. Трещева (1996) и др.

Глава 2

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. РАЦИОНАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

Рассмотрим опыт проектирования организаций Москвы по эффективному проектированию фундаментов. Для сокращения объемов, стоимости и сроков проведения изысканий выполнена статистическая обработка материалов изысканий прошлых лет. Это позволило проводить косвенную оценку основных строительных свойств грунтов. Полевые исследования проводили с помощью интервальных свай-штампов при раздельном определении сопротивления по подошве и боковой поверхности.

Дополнительно проведен анализ и систематизация испытания свай, использованы результаты наблюдений за осадками зданий на свайных фундаментах. Это послужило основной для разработки единой методики проектирования по предельно допустимым осадкам зданий и сооружений.

Для определения характеристик грунтов под нижними концами и по боковой поверхности свай широко используют установки статического зондирования, позволяющие исследовать грунты на глубину 15...20 м.

Контроль несущей способности свай в процессе их погружения осуществляют отказомерами, позволяющими фиксировать отказы свай с учетом упругости отдачи.

В 1970-е годы в Москве осуществлялось широкое экспериментальное строительство девятиэтажных жилых домов на «узких» фундаментах. Повышение давления на грунты под подошвой фундамента было основано на экспериментальном (штамповом) определении предела линейной деформируемости грунта. Для определения предела линейной деформируемости грунта R_{lg} предложена экспериментальная зависимость между величиной R_{lg} для реального и модельного фундамента (штампа). Ширину фундаментов принимали в 2–2,5 раза меньше предусмотренной типовым проектом. Геодезические наблюдения за период более 15 лет показали, что осадки домов на узловых ленточных фундаментах лишь на 10% превышали осадки фундаментов домов на обычных фундаментах.

При строительстве жилых 16-этажных зданий с широким шагом поперечных стен применяют сборные плиты для ленточных фундаментов шириной 4 м под расчетную нагрузку 1500 кН/м при $p < 0,3$ МПа.

Под колонны высотой здания с расчетной нагрузкой до 6600 кН разработаны сборные фундаменты из плит, объединенных траверсой (рис. 2.1). Разработаны конструкции монолитных столбчатых фундаментов с расчетной нагрузкой от 1000 до 6000 кН и давлением на грунт от 0,15 до 0,45 МПа с уменьшенной высотой фундаментов. Это позволило получить экономию бетона от 20 до 50% по сравнению с ранее применяющимися аналогичными конструкциями.

Предложена модель совместной работы фундаментной плиты с каркасом здания. Элементы каркаса 16-этажного здания связевой системы представлены системой со стержнями эквивалентной жесткости. Вертикальные диафрагмы жесткости заменяются прямоугольной стержневой решеткой с диагоналями, междуэтажные – горизонтальными стержнями, фундаментная плита – эквивалентной по жесткости системой перекрестных полос и стержней, размещенных в ее срединной плоскости.

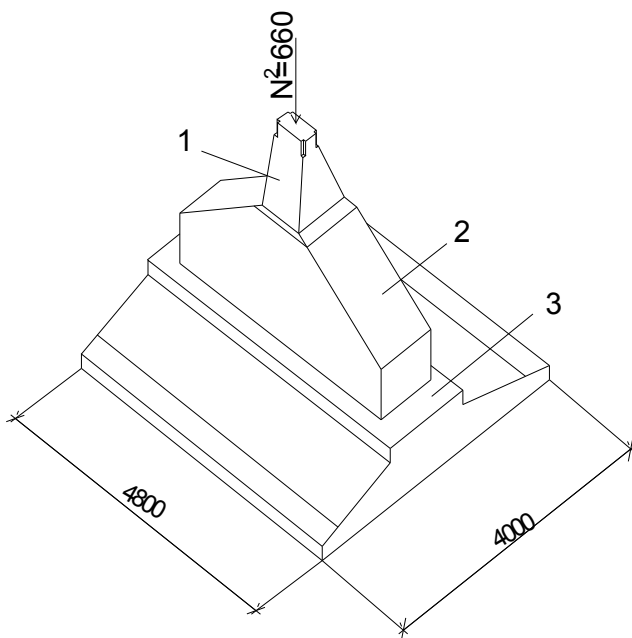


Рис 2.1. Сборный столбчатый фундамент под колонны каркасных зданий:
1 – подколонник; 2 – траверса; 3 – фундаментный блок (плита)

Диагональные стержни имитируют жесткость плиты на кручение и растяжение-сжатие. Деформативные свойства грунтового основания аппроксимируются упругими опорами в виде вертикальных стержней, размещенных в узлах перекрестных полос плиты.

С конца 1970-х гг. в Москве были разработаны и внедрены безростверковые свайные фундаменты для крупнопанельных жилых домов. В безростверковом фундаменте происходило выравнивание распределения вертикальных усилий в отдельных сваях от нагрузок надземной части здания.

2.2. ОПТИМИЗАЦИЯ СТОИМОСТИ ПЛИТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Методика разработана в Челябинском политехническом институте под руководством В. И. Соломина (О.Ф. и М.Г., 1989, № 1). Плиту рассматривают как балку переменной жесткости на винклеровском основании (рис. 2.2). Систему разрешающих уравнений строят вариационно-разностным методом на основе принципа Лагранжа:

$$\frac{\partial U}{\partial \omega_i} = \frac{\partial}{\partial \omega_i} (U_{bl} + U_{sl} + W) = 0;$$

$$U_{bl} = 1/2 \int_L M \omega^n dx \approx 1/2 \sum_{i=1}^n [B_i \omega_i^n] \omega^n \Delta b ;$$

$$U_{sl} = 1/2 \int_L p \omega dx \approx 1/2 \sum_{i=1}^n K \omega_i^2 \Delta b ;$$

$$U = - \int_L q \omega dx \approx - \sum_{i=1}^n q_i \omega_i \Delta b ,$$

U , U_{bl} , U_{sl} – потенциальная энергия системы, деформации балки и основания соответственно; W – изменение потенциала внешних сил; ω_i – вертикальное перемещение i -го узла балки; B_i – жесткость балки в i -м узле; Δb – шаг узлов; K – коэффициент постели; q_i – интенсивность нагрузки в i -м узле; n – число узлов, нанесенных на балку.

Зависимость между изгибающим моментом и кривизной балки принята кусочно-линейной (рис. 2.2, а). Параметры диаграммы момент-кривизна определяют по формулам (31, 125, 150 и 160) СНиП 2.03.01–84*:

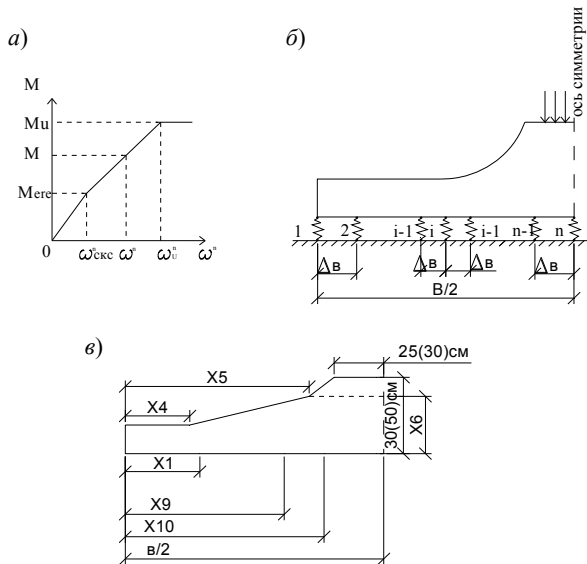


Рис. 2.2. Зависимость изгибающего момента от кривизны элемента балки (а); расчетная схема фундаментной плиты (б); управляющие параметры (в)

$$M_{cre} = R_{bt, ser} W_{pl} ;$$

$$\omega_{cre}^n = \frac{M_{cre}}{0,85 E_b I_{red}} ;$$

$$M_u = R_b b_x (h_0 - 0,5x) ;$$

$$\omega_u^n = \frac{M_u}{h_0 Z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] ,$$

где ω_u^n – кривизна элемента балки; W_{pl} – пластический момент сопротивления; E_b и E_s – модули упругости бетона и стали; I_{red} – приведенный момент инерции относительно его центра тяжести; ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами; ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона; ν – коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой стоимости плиты; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; M_{cre} – момент трещинообразования.

$$c = c_s v_s + c_b v_b,$$

где c_s , v_s , c_b , v_b – стоимость и объемы арматуры и плиты.

Во всех сечениях должно выполняться условие по трещиностойкости:

$$\varphi_1 = Q_{cre} - [Q_{cre}] \leq 0;$$

$$Q_{cre} = 18(3,5 - 100\mu)\delta\varphi_l\eta(G_s / E_s)\sqrt[3]{d},$$

где Q_{cre} – ширина раскрытия трещины, принимаемая по формуле (144) СНиП 2.03.01–84; δ – коэффициент, принимаемый равным 1 для изгибаемых элементов; μ – коэффициент армирования сечения; G_s – напряжение в стержнях крайнего ряда; φ_l – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок; η – коэффициент, принимаемый для стержней периодического профиля равным 1.

Условие прочности наклонного сечения может быть записано в виде

$$\varphi_2 = Q_b - [Q_b] \leq 0;$$

$$[Q_b] = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}B_{h_0} / c,$$

где Q_b – расчетная сила в сечении; $[Q_b]$ – допустимая поперечная сила, определяется по формуле (84) СНиП 2.03.01–84* при c , равном половине длины консоли; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; b – ширина плиты; h_0 – рабочая высота сечения; φ_{b4} – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1,5; φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольных сжимающих сил.

Ограничение по предельному моменту заменено ограничением деформаций арматуры.

$$\varphi_3 = \omega^n - [\omega^n] \leq 0;$$

$$[\omega^n] = \omega_u^n K_a,$$

где ω^n – кривая, полученная в результате расчета балки; $[\omega^n]$ – допустимая кривизна балки; ω_u^n – кривизна, при которой момент в данном сечении достигает предельного значения и напряжение в арматуре достигает $\sigma_{0,2}$ (формула 160, СНиП 2.03.01–84*). При допустимой деформации 7% $K_a = 10$.

Управляющие параметры $\bar{x} = x_1, x_2, \dots, x_j, \dots, x_{10}$ показаны на рис. 2.2, в. Требуется отыскать вектор \bar{x} , который обеспечивает минимум функции Лагранжа:

$$L(x) = C(\bar{x}) + \sum_{K=1}^{3n} \lambda_K \varphi_K(\bar{x}),$$

где λ_K – множитель Лагранжа, $0 < \lambda_K \ll 1$.

Решение осуществлялось методом последовательных приближений. Задавали начальные значения вектора \bar{x}_0 и множитель Лагранжа λ_K^0 . Величину \bar{x}_0 принимали минимально возможной из конструктивных ограничений. Далее на каждом шаге r параметры x_j последовательности задавали приращения Δx_j и вычисляли $\Delta L^{(r)}$, $\Delta \varphi^{(r)}$ при варьировании вектора $\bar{x} = x_1, x_2, \dots, x_j + \Delta x_j, \dots, x_{10}$. Устанавливали такое значение $j = m$, при котором увеличение параметра x_m на данном шаге r приводит к наибольшему продвижению в сторону границы допустимой области при наименьшем возрастании $L(x)^{(r)}$ принимаются на $(r + 1)$ -м шаге:

$$x = x_1, x_2, \dots, \bar{x}_m + \Delta x_m, \dots, x_{10};$$

$$\lambda_K^{(r+1)} = \begin{cases} \lambda_K^{(r)}, & \text{если } \varphi_K^{(r)}(\bar{x}) \leq 0; \\ \omega_m^{(r)} \lambda_K^{(r)}, & \text{если } \varphi_K^{(r)}(\bar{x}) > 0; \end{cases}$$

и выполняются $\Delta L^{(r+1)}$, $\Delta \varphi^{(r+1)}$, $\omega^{(r+1)}$ и так далее, пока 1 не станет равным нулю.

Поиск наилучшего решения производили при разных значениях начальных параметров \bar{x}_0 и λ_K^0 .

2.3. ФУНДАМЕНТЫ НА ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ПОДГОТОВКЕ

Суть метода Е. А. Сорочана заключается в следующем. На выровненной поверхности грунта основания по оси фундамента укладывается жесткая полоса из щебня или бетона, задавливаясь (при загрузке фундамента) на все толщину. В результате под средней частью фундамента образуется зона повышенного уплотнения грунта (рис. 2.3) [42, 96].

Наличие области, менее деформируемой по сравнению с окружающим грунтом, вызывает трансформацию эпюры давлений с увеличением ординаты под центром фундамента и уменьшением в краевых зонах, уменьшение осадки.

По мере возрастания нагрузки происходит осадка фундамента с уплотнением рыхлого песка. При определенном значении осадки вся нижняя плоскость подошвы фундамента вступает в работу с грунтом.

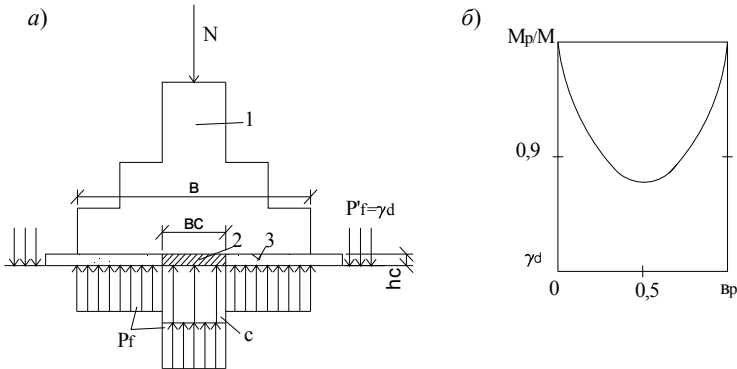


Рис. 2.3. Расчетная схема взаимодействия фундамента на промежуточной подготовке с основанием (а); зависимость относительного изгибающего момента M_p/M в расчетном сечении от ширины жесткой части промежуточной подготовки b_p (б):

A – уплотненная область; M_p – момент для фундамента на промежуточной подготовке; M – момент для фундамента на естественном основании;

p'_f – пригрузка; p_f – давление под консольной частью;

P_c – эпюра контактных давлений под жесткой полосой; 1 – фундамент; 2 – бетонная часть подготовки; 3 – рыхлый песок

2.4. ФУНДАМЕНТЫ С НАКЛОННОЙ ПОДОШВОЙ

Рассмотрим пример расчета фундамента под трехшарнирную раму здания (рис. 2.4) [30, 71]. Пусть площадь подошвы A , G – вес фундамента.

Отметка верха фундамента – 0,5 м, поверхности земли – 0,2 м, глубина заложения $d = 1,5$ м. Для улучшения работы фундамента на действие горизонтальной нагрузки принята бетонная подготовка из бетона B_5 с наклонной подошвой. Минимальная подготовка $b_n = 1,4$ м, длина $l_n = 2$ м, угол наклона подготовки к горизонту $\beta = 14^\circ$.

На основание действуют вертикальные нагрузки от веса фундаментной балки и стены N_1 , от рамы N_2 , веса стойки башмака N_3 , ребра башмака N_4 , плиты башмака N_5 , грунта на плиту у ребра N_6 , грунта на плиту N_7 , подготовки N_8 , грунта на наклонную грань ребра N_{4n} . Сумма вертикальных нагрузок ΣF_s .

На рисунке 2.4. показаны эксцентриситеты указанных сил относительно центра тяжести горизонтальной проекции подошвы подготовки фундамента. Суммарный момент всех сил относительно центра тяжести горизонтальной проекции фундамента ΣM_1 . Сумма всех горизонтальных сил ΣF_h .

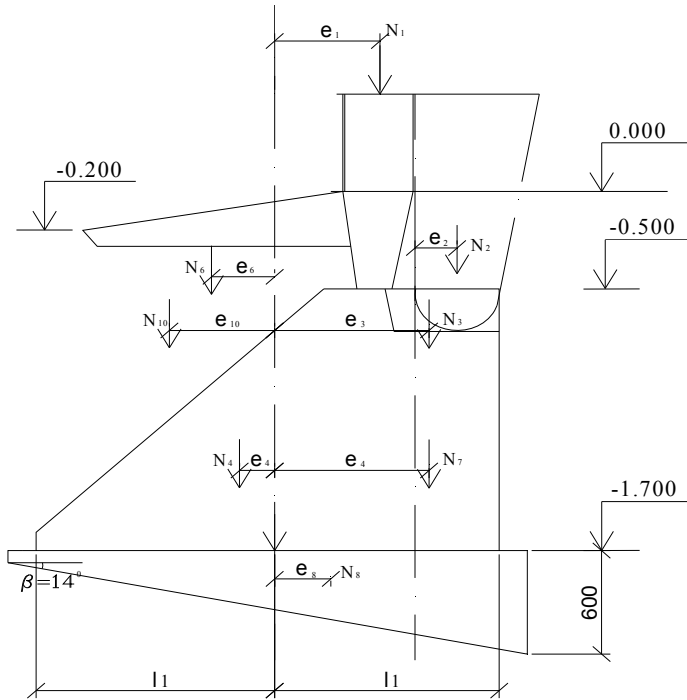


Рис. 2.4. Схема к расчету отдельного фундамента под трехшарнирную раму

Расчет основания по деформациям. Горизонтальная деформация фундамента от сдвигающей силы F_h

$$U = \frac{1}{S_1 t + r^2} [qt - rv + (S_1 V - qr)d_n] \leq U_u = 0,03 \text{ м};$$

$$q = \frac{F_h^n}{b_n}; \quad V = \frac{\sum M^n}{b_n}; \quad t = \frac{\lambda d_n^4 \eta + Kl_n^3}{12};$$

$$S_1 = \frac{Kl_n + \lambda h_n^2 \eta}{2}; \quad r = \frac{\lambda h_n^3 \eta}{6}; \quad \eta = \frac{b_{\min}}{b_n};$$

$$K = \frac{1,1E}{(1-V^2)\sqrt{b_n l_n}},$$

где λ – коэффициент пропорциональности (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Вид грунта засыпки	λ , кН/м ⁴
Глина, суглинок, супесь, песок пылеватый	4000
Песок ($e < 0,7$) мелкий	6000
Средней крупности	10 000
Крупнообломочный грунт и гравелистый песок	20 000

Расчет основания по первому предельному состоянию. Проверка основания по несущей способности производят из условия

$$F_V \leq \frac{\gamma_c N_u}{\gamma_n},$$

где N_u – вертикальная составляющая предельного сопротивления основания; γ_c, γ_n – коэффициенты условий работы и надежности по назначению.

Угол наклона равнодействующих к нормали поверхности контакта фундамента с грунта

$$\delta = \delta_N - \alpha,$$

где α – угол наклона грани подготовки к горизонту.

Эксцентриситет приложения равнодействующей

$$e_l = \Sigma M_i / \Sigma F_V.$$

Приведенная длина подготовки

$$l'_n = l_n / \cos \alpha - 2e_l.$$

Вертикальная составляющая сила предельного сопротивления основания

$$N_u = b_n \bar{l}_n (N_\delta \xi_\delta \bar{l}_n \delta_l + N_q \xi_q \delta'_l + N_c \xi_c C_l),$$

где N_δ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта.

Расчет фундамента на сдвиг по подошве. Необходимо обеспечить условие

$$\Sigma F_{sa} = \gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n,$$

где ΣF_{sa} и ΣF_{sr} – сумма проекций на плоскость скольжения расчетных сдвигающих сил, определяемых с учетом активного и пассивного давления грунта на боковые грани фундамента. Сумма расчетных вертикальных сил на уровне подошвы подготовки равна

$$\Sigma F_V = \Sigma F_V^n \gamma_c,$$

где $\gamma_c = 0,8$.

Сумма активных давлений грунта на фундамент со стороны действия горизонтальной силы с учетом давления на пол здания ($q = 20 \text{ кН/м}^2$)

$$E_a = E_{a,c} + E_{a,cp} + E_{a,п} ;$$

$$E_{a,c} = b_c \frac{2h_1 + h_c}{2} h_c \delta'_I \text{tg}^2 (45 - \varphi'_I / 2) ;$$

$$E_{a,cp} = b_{cp} \frac{2(h_1 + h_c) + h_{cp}}{2} h_{cp} \delta'_I \text{tg}^2 (45 - \varphi'_I / 2) ;$$

$$E_{a,п} = b_{п} \frac{2(h_1 + h_c + h_{cp}) + h_{п}}{2} h_{п} \delta'_I \text{tg}^2 (45 - \varphi / 2) ;$$

$$h_1 = q / \delta'_I + h_b ,$$

где $E_{a,c}$, $E_{a,cp}$, $E_{a,п}$ – активные давления на стаканную часть, плиту и подготовку фундамента; h_b – высота от пола до образа фундамента; h_c , h_{cp} , $h_{п}$ – высота стакана, плиты и подготовки фундамента.

Сумма пассивных давлений грунта со стороны противоположной действию горизонтальной силы равна:

$$E_{п} = E_{п,c} + E_{п,cp} + E_{п,п} ;$$

$$E_{п,c} = b_c \frac{2h_1 + h_c}{2} h_c \delta'_I \text{tg}^2 (45 + \varphi_I / 2) ;$$

$$E_{п,cp} = b_{cp} \frac{2(h_1 + h_c) + h_{cp}}{2} h_{cp} \delta'_I \text{tg}^2 (45 + \varphi'_I / 2) ;$$

$$E_{п,п} = b_{п} \frac{2(h_1 + h_c + h_{cp}) + h_{п}}{2} h_{п} \delta'_I \text{tg}^2 (45 + \varphi'_I / 2) .$$

где $E_{п,c}$, $E_{п,cp}$, $E_{п,п}$ – пассивные давления на стаканную часть, плиту и подготовку.

Сумма расчетных горизонтальных сил определяют по формуле

$$\sum F_{sa} = (F_{п} + E_a - E_{п}) \cos \beta .$$

Угол наклона равнодействующей к вертикали

$$\delta_N = \arctg \sum F_{sa} / (\sum F_V) .$$

Если $\delta_N > \varphi_I$, то необходима проверка на сдвиг по подошве. Равнодействующая всех сил равна

$$N_c = \sum F_V / \cos \delta_N .$$

Сумму удерживающих сил определяют по формуле

$$\sum F_{sr} = \sum F'_V \operatorname{tg} \varphi_I + A_n C_I,$$

где $\sum F'_V = N_c (\cos(\delta_N - \beta))$.

Расчет осадок щелевых фундаментов. Осадки столбчатых и однощелевых ленточных фундаментов рассчитываются по схеме условного фундамента шириной подошвы B_y (рис. 2.5) без учета сжатия верхнего слоя грунта d в соответствии с требованием СНиП 2.02.01–83* и СП 50-101–2004. При этом в собственный вес углового фундамента включается также вес грунта Q_ω в его объеме, полосы шириной по подошве, равной $B_y - B$ и длиной $L_y - L$.

Размеры условного ленточного однощелевого и столбчатого фундамента в плане, а также действующих по их подошвам давлений на грунт принимаются по рис. 2.6 и равными:

$$B_{y,l} = \delta_l + b'; \quad L_{y,l} = L_l + b'';$$

$$B_{y,c} = B_c + 0,5(b' + b''); \quad L_{y,c} = L_c + 0,5(b' + b'');$$

$$P_{y,l} = (N + Q_\phi) / (B_{y,l} \times L_{y,l}); \quad P_{y,c} = N + Q_\phi / (B_{y,c} \times L_{y,c}),$$

где δ_l , L_l и B_c и L_c ширина, толщина (δ и B) и длина L ленточного и столбчатого фундамента соответственно; b' – ширина фундамента; b'' – зона распространения вертикальных напряжений в стороны от торцов стенок; Q_ϕ – вес фундамента.

Несущая способность фундаментов по грунту вычисляется по формуле

$$F_d = \gamma_c [\gamma_{cR} RA + l\gamma_{cf}fh + (2l_{cf}fh)],$$

где γ_c – коэффициент условий работы; A – площадь подошвы стенки; R – расчетное сопротивление грунта под подошвой; l – длина фундамента;

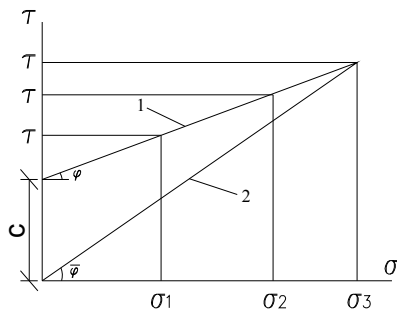


Рис. 2.5. График зависимости сопротивления срезу грунта τ от нормального напряжения σ

γ_{cf} – коэффициент работы грунта по боковой поверхности стенки;
 h – высота стенки; f – среднее значение расчетного сопротивления
 грунта по боковой поверхности стенки.

Осадки многослойных ленточных и плитных фундаментов определяются по схеме двухслойного основания, в котором деформации происходят в пределах верхнего слоя s_B , равного высоте стенок d , и нижнего s_H , залегающего под их подошвами.

Расчет основан на использовании принципа суперпозиции, в соответствии с которым раздельно определяются величины осадок верхнего и нижнего слоев с их последующим сложением:

$$s = s_B + s_H.$$

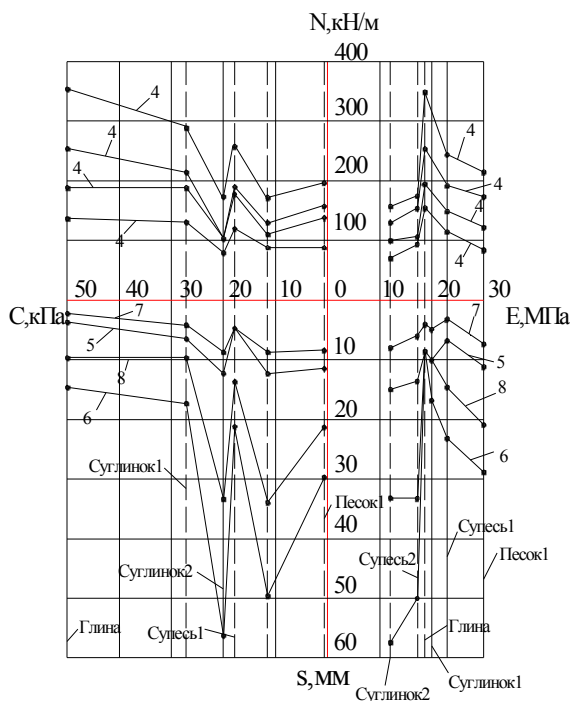


Рис. 2.6. Графики зависимости осадков от нагрузок и осадков на двухслойные фундаменты с высоким ростверком и толщиной стенок $\delta = 0,1$ м, расстоянием между стенками $b = 0,4$ м при различных величинах модулей деформации E и удельного сцепления с грунтом:

- 1 и 2 – при $d = 0,5$ м и $s = 10$ и 20 мм; 3 и 4 – $d = 1,5$ м и $s = 10$ и 20 мм;
- 5 и 6 – при $d = 0,5$ м и $N = 100$ и 200 кН/м;
- 7 и 8 – при $d = 1,5$ м и $N = 100$ и 200 кН/м

Расчет осадок выполняется по схеме линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования. Рассматриваются двухщелевые ленточные и плитные фундаменты мелкого заложения с низким ростверком; высотой стенки d , изменяющейся в пределах от 0,5 до 2,5 м, толщиной стенки $\delta = 0,1 \dots 0,2$ м, в которых расстояния между стенками принимают оптимальными.

Осадки двухщелевых ленточных фундаментов рекомендуется определять в соответствии со схемами на рис. 2.7 и 2.8.

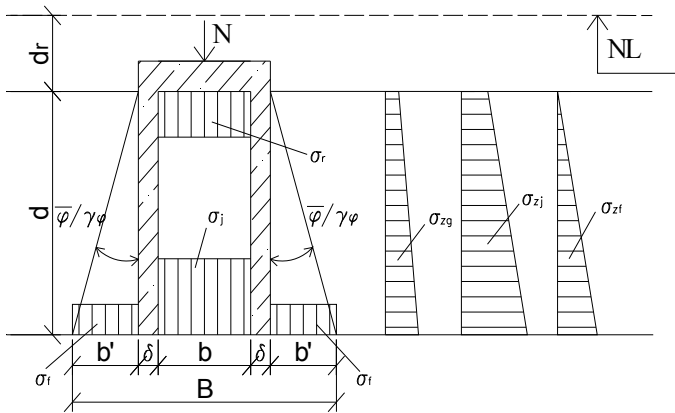


Рис. 2.7. Схема к определению осадки верхнего слоя s_b

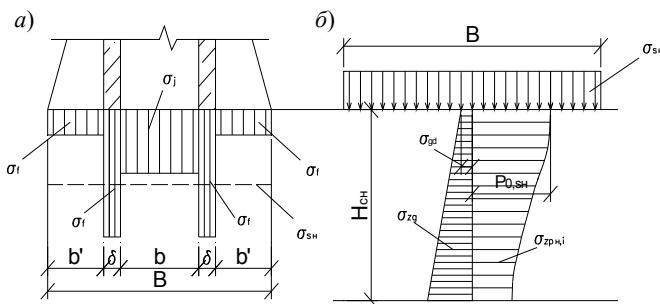


Рис. 2.8. Схема к определению осадки нижнего слоя s_n
основания двухщелевых ленточных фундаментов:

a – вертикальные напряжения, действующие на кровле нижнего слоя;

б – распределение вертикальных напряжений
в линейно-деформируемом полупространстве нижнего слоя

Для определения осадки верхнего слоя (см. рис. 2.7) вертикальные напряжения, действующие в основании фундаментов, определяются на 1 м длины ленточного фундамента, принимаются равными:

– от собственного веса грунта на глубине d

$$\sigma_{gd} = \gamma(d + d_r),$$

где γ – средневзвешенное значение удельного веса грунта, залегающего в пределах глубины заложения подошв стенок;

– под ростверком

$$\sigma_{j0} = \gamma_r N/b;$$

– в грунте, заключенном между стенками, в уровне подошвы стенок

$$\sigma_{jd} = (\gamma_j + \gamma_f/2)N/b;$$

– в грунте, примыкающем к наружным поверхностям стенок:

$$\sigma_{jd} = (\gamma_j/2)N/2b' = \gamma_f N/4b.$$

Среднее вертикальное напряжение в уровне подошвы ростверка равно

$$\sigma_{s0} = \gamma_r N/b + G_r/b,$$

где G_r – вес конструкций ростверка.

Среднее вертикальное напряжение в уровне подошвы верхнего слоя равно

$$\sigma_{sd} = (\gamma_j + \gamma_f)N/(b + 2b') + G_d/(b + 2b'),$$

где G_d – вес грунта условного фундамента шириной $B - 2\delta$ или $b + 2b'$ и ростверка, включая вес грунта на его обрезах.

Осадка двухшелевых фундаментов за счет сжатия верхнего слоя определяется методом послойного суммирования по СНиП 2.02.01–83*:

$$s_H = \beta \sum (\sigma_{zpd,i} h_i) / E_B.$$

На кровлю нижнего слоя передаются вертикальные напряжения, возникающие по подошве верхнего слоя σ_{jd} , σ_{fd} , напряжения от собственного веса σ_{gd} , а также напряжения t по подошве стенок, равные

$$\sigma_t = (\gamma_t N + G_t)/2\delta,$$

где G_t – вес стенок фундамента.

Средние вертикальные напряжения в уровне кровли грунтов основания нижнего слоя по подошве условного фундамента шириной B составляют:

$$\sigma_{\text{сн}} = (N + G_{\text{н}})/B,$$

где $G_{\text{н}}$ – вес грунта, стенок, ростверка и грунта на его обрезках в пределах условного фундамента шириной $B = b + 2\delta + b'$.

Распределение по глубине вертикальных напряжений в нижнем слое от вертикальной нагрузки принимается по схеме линейно-деформируемого полупространства как для условного фундамента шириной B по аналогии с расчетом фундамента мелкого заложения на естественном основании.

Осадка двухщелевых фундамента за счет сжатия нижнего слоя определяется в соответствии с приведенной на рис. 2.8, б расчетной схемой методом послойного суммирования по СНиП 2.02.01–83*:

$$s_{\text{н}} = \beta \sum (\sigma_{z_{\text{пн}},i} h_i) / E_{\text{н},i}.$$

Осадки многощелевых плитных фундамента суммарной шириной $B > 10$ м рекомендуется определять по аналогии с вышеизложенным для двухщелевых фундамента, по схеме линейно-деформируемого слоя в соответствии с обязательным прил. 2 СНиП 2.02.01–83*.

2.5. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ НА ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

В строительстве широко применяются фундамента в виде пирамидальных свай и забивных блоков с углом наклона боковых граней от 2 до 10°. Эффективность применения таких фундамента обусловлена тем, что при погружении в грунт вокруг их боковой поверхности образуется зона уплотненного грунта, обладающего повышенными прочностными свойствами. Возрастают плотность грунта, удельное сцепление и модуль деформации. Размеры и объем зоны уплотнения зависят от начальной плотности грунтов и влажности, объема погруженной сваи или блока и угла наклона α их боковых граней. Размеры этой зоны колеблются от $2D$ до $3D$ (D – размер сваи в голове) [1, 20, 30, 42, 52].

Как известно, с ростом угла конусности коротких пирамидальных свай одинакового объема их несущая способность увеличивается. Однако увеличение угла сбег более 10° оказывается нецелесообразным, так как это затрудняет погружение свай в грунт.

От характеристик зоны уплотнения и ее размеров в значительной степени зависят несущая способность пирамидальных свай и блоков,

а также особенности проектирования фундаментов и производство работ по их устройству. Проектирование таких фундаментов ведется в соответствии со строительными нормами ВСН 26-84. Применение пирамидальных свай и забивных блоков рекомендуется при залегании в основании песков мелких и пылеватых средней плотности, непучинистых и глинистых грунтов с показателем текучести $IL = 0,2 \dots 0,8$.

Расчет пирамидальных свай и забивных блоков на осевые вдавливающие нагрузки производится по первой группе предельных состояний. Осадки свай и блоков не определяются, так как в принятой методике определения несущей способности свай и блоков по грунту их осадки, как правило, не превышают 3 см.

Несущая способность пирамидальной сваи или забивного блока определяется в соответствии с расчетной схемой (рис. 2.9) по формуле [42]:

$$F_d = \gamma_c(F_t + F_s)/\gamma_n,$$

где γ_c – коэффициент условий работы грунта основания, для песчаных и глинистых непросадочных грунтов $\gamma_c = 1$; F_t – несущая способность пяты; F_s – несущая способность боковой поверхности; γ_n – коэффициент надежности.

Несущая способность пяты свай и блоков определяется по формуле

$$F_t = RA_t,$$

где R – расчетное сопротивление грунта под пятой блоков и свай, определяется по графикам (рис. 2.10); A_t – площадь пяты забивного блока или свай.

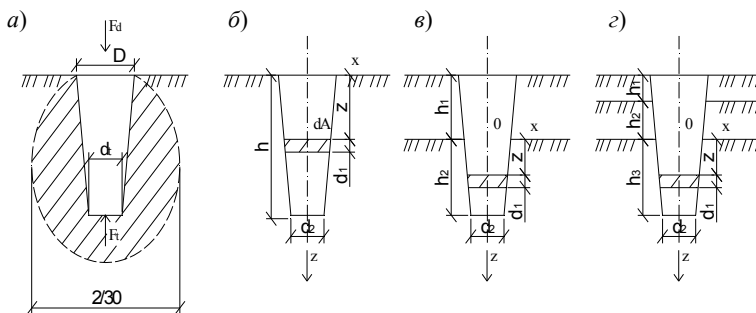
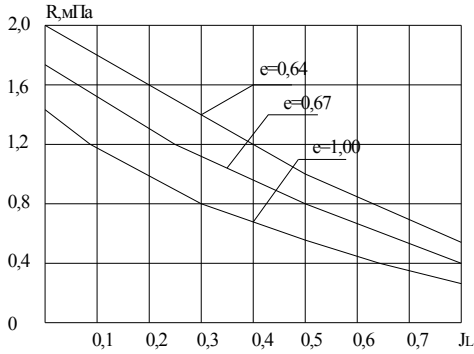
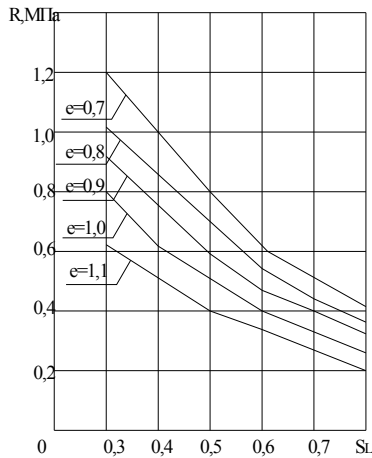


Рис. 2.9. Расчетные схемы к определению несущей способности пирамидальных свай и блоков:

a – схема усилий, действующих на забивной блок или сваю; *б* – *г* – расчетные схемы для определения несущей способности боковой поверхности блока или сваи при однослойном, двухслойном, трехслойном основаниях



а)



б)

Рис. 2.10. Значения расчетного сопротивления R глинистых (а) и лессовых просадочных (б) грунтов под пятой забивных свай и блоков, погружаемых в грунт на глубину 2 м

Для глубины погружения забивных блоков на 1 м приведенные на графиках рис. 2.10 и табл. 2.2, 2.3 значения R умножаются на коэффициент 0,6, а при глубине погружения блоков от 1 до 2 м значения расчетного сопротивления грунтов принимаются по интерполяции.

Несущую способность боковой поверхности пирамидальных свай и забивных блоков пирамидальной формы при одинаковом угле наклона боковых граней к вертикали α и равной площади всех граней A

(см. рис. 2.9) в однородных грунтах можно выразить через сумму равнодействующих сил отпора грунта N , нормальных к боковым граням, и равнодействующих сил трения и сцепления T по каждой грани:

$$F_s = 4\cos\alpha [N(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\varphi') + C'A_s],$$

где φ' , C' – угол внутреннего трения и удельное сцепление уплотненного грунта, принимаемые по табл. 2.3; A_s – площадь боковой поверхности грани; N – равнодействующая давления грунта на грань блока или сваи в предельном состоянии, определяемая для однородного однослойного основания по формуле

$$N = kh \frac{\cos\delta}{\cos\alpha} \left[p_c(d_t + htg\alpha) + \gamma\lambda h \left(\frac{d_t}{2} + \frac{htg\alpha}{3} \right) \right],$$

где h – глубина погружения сваи или блока в грунт; k – коэффициент, учитывающий пространственный характер работы сваи или блока, принимаемый равным $r = 1,3$ для песчаных и $1,5$ – для глинистых грунтов; d_t – размер грани сваи или блока на уровне пяты; γ – удельный вес грунта; δ – угол трения грунта о бетонную поверхность блока сваи, принимаемый равным $\delta = \varphi'$ – для глинистых грунтов; λ – коэффициент отпора грунта, определяемый по графикам (рис. 2.11); p_c – давление грунта, обусловленное сцеплением, равное

$$p_c = 2C'\sqrt{\lambda}.$$

2.2. Значения расчетного сопротивления R песчаных грунтов средней плотности под пятой забивных блоков, погружаемых в грунт на глубину 2 м

Разновидность грунта основания	Расчетное сопротивление R , МПа
Пески пылеватые:	
малой степени водонасыщения	1,3
средней степени водонасыщения	1,1
насыщенные водой	1,0
Пески мелкие:	
малой степени водонасыщения	1,8
средней и насыщенные водой	1,6
Пески средней крупности, независимо от влажности	2,1

При многослойном основании расчетная несущая способность боковой поверхности пирамидальной сваи или забивного блока определяется суммированием нагрузок, воспринимаемых участками боковой поверхности отдельных слоев грунта:

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha [P_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{I,i}) + C_{I,i}] + \frac{d^2}{n_1} (P'_i + n_2 C_{I,i}),$$

где A_i – площадь боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, м^2 (рис. 2.11); α – угол конусности сваи, град; $\varphi_{I,i}$, $C_{I,i}$ – расчетные значения угла внутреннего трения, град, и сцепления, кПа; i – номер слоя грунта; d – сторона сечения нижнего конца сваи, м; n_1 , n_2 – коэффициенты (табл. 2.4) рис. 2.9.

2.3. Параметры прочности φ' , C' для уплотненных грунтов

Разновидность фунтов основания	Параметры прочности грунта	
	φ'	C'
Песчаные грунты:		
$e < 0,6$	$0,9\varphi_I$	$0,9C_I$
$0,6 < e < 0,75$	$\varphi_I + 2^\circ$	$1,3C_I$
$e > 0,75$	$\varphi_I + 3^\circ$	$1,3C_I$
Глинистые, в том числе просадочные при:		
$IL < 0,1$	φ_I	$0,8C_I$
$0,1 < IL < 0,2$	$\varphi_I + 1^\circ$	$1,1C_I$
$0,2 < IL < 0,5$	$\varphi_I + 2^\circ$	$1,6C_I$
Глинистые, в том числе просадочные при		
$0,5 < IL < 0,8$	$\varphi_I + 1^\circ$	$1,4C_I$

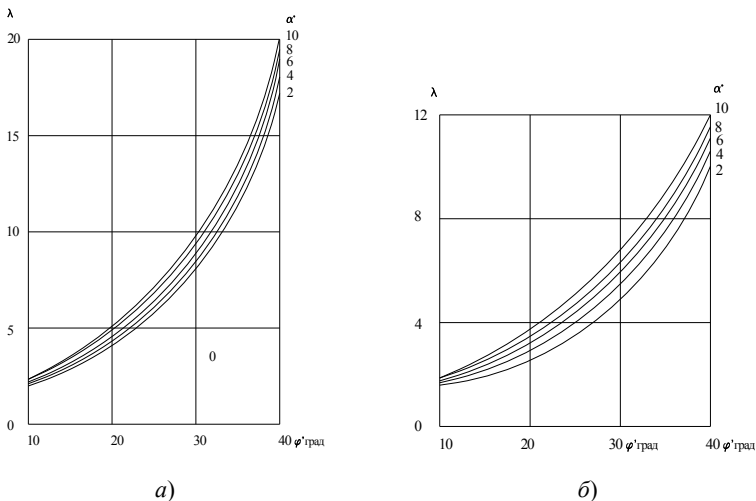


Рис. 2.11. Графики для определения коэффициента λ :

a – для песчаных грунтов: α – угол наклона боковых граней блока или сваи к вертикали; δ – угол трения бетона по грунту; φ' – угол внутреннего трения уплотненного грунта; *б* – для глинистых фунтов при $\delta = \varphi'/2$

Таблица 2.4

Коэффициент	Угол внутреннего трения $\varphi_{i,i}$, град									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
n_1	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
n_2	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
ξ	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,32	0,37	0,39

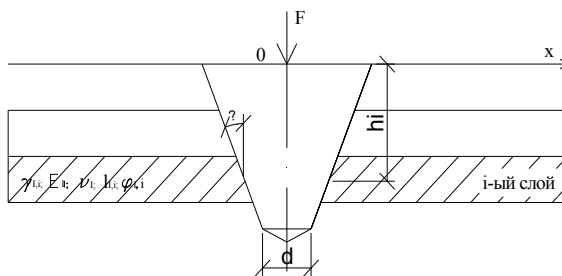


Рис. 2.12. Расчетная схема пирамидальной сваи

2.6. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СИЛЫ

Пирамидальную сваю рассматривают как абсолютно жесткую конструкцию. Грунт, в котором находится свая, представлен упруго деформируемой средой, характеризующейся коэффициентом постели C_z , линейно возрастающим до точки нулевых перемещений, а далее постоянным:

$$C_z = kz,$$

где k – коэффициент пропорциональности, определяемый по табл. 2.5; z – глубина, для которой определяется коэффициент постели. Отсчет глубины z ведется при высоком ростверке от поверхности грунта, а при низком – от его подошвы.

Расчетная схема работы сваи в грунте изображена на рис. 2.13.

2.5. Значения коэффициентов k и a

Наименование грунта, окружающего сваи, и его характеристики	Коэффициент пропорциональности k , кН/м ⁴	Прочностной коэффициент пропорциональности a , кН/м ³
Пески крупные ($0,55 < e < 0,7$), глины и суглинки твердые ($I_L < 0$)	18 000...30 000	71...92
Пески мелкие ($0,6 < e < 0,75$), пески средней крупности ($0,55 < e < 0,7$), супеси твердые ($I_L < 0$), глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 < I_L < 0,5$)	12 000...18 000	60...71
Пески пылеватые ($0,6 < e < 0,8$), супеси пластичные ($0 < I_L < 1$), глины и суглинки мягкопластичные ($0,75 < I_L < 0,75$)	7000...12 000	44...60
Глины и суглинки текуче-пластичные ($0,75 < I_L < 1$)	4000...7000	26...44
Пески гравелистые ($0,55 < e < 0,7$), крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем	50 000...100 000	100...120

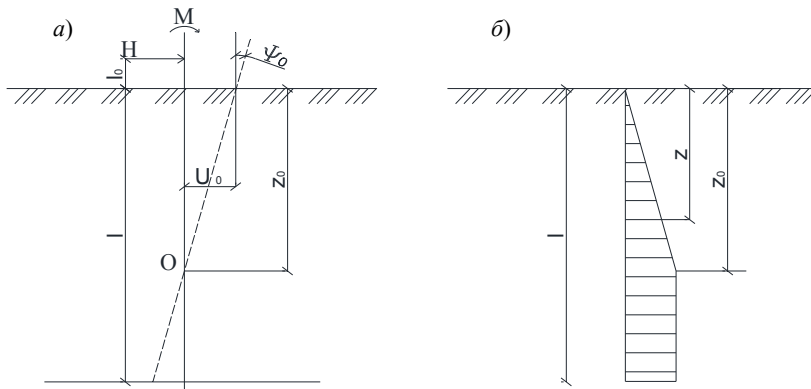


Рис. 2.13. Схема к расчету пирамидальной сваи при действии горизонтальной нагрузки:

a – схема действующих сил; *б* – изменение коэффициента постели по глубине

При действии на сваю горизонтальной силы H , приложенной в уровне поверхности грунта или некотором расстоянии от него t_0 , происходит поворот сваи вокруг точки O . Сваля отклоняется от вертикали на некоторый угол ψ_0 , зависящий от величины горизонтальной силы, площади поперечного сечения сваи, глубины ее погружения и коэффициента постели грунта основания. При этом максимальные горизонтальные перемещения будут у головы сваи, а далее они уменьшаются до точки нулевых перемещений. В грунте возникает реактивное давление и трение по наклонным граням пирамидальной сваи. Сопротивляемость сваи, в свою очередь, будет зависеть от соотношения жесткости сечения $E_b I$, глубины забивки и грунтовых условий.

Эксперименты показывают близкую к линейной зависимость горизонтального перемещения головы сваи U_0 в уровне поверхности грунта от величины горизонтальной нагрузки при $U_0 < 10$ мм. Поэтому при расчете коротких горизонтальных нагруженных пирамидальных свай с перемещениями до 10 мм можно исходить из линейной зависимости между действующими нагрузками и перемещениями.

Выразив сопротивление грунта по боковой поверхности сваи через функцию коэффициента постели C_z , жесткости поперечного сечения сваи и ее горизонтального перемещения, получим выражение для определения несущей способности сваи на горизонтальную нагрузку в зависимости от допускаемого перемещения головы сваи в уровне поверхности грунта:

$$F_d = 2\alpha^3 E_b IU - M\alpha,$$

где α – коэффициент деформации, определяемый по формуле

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{b_c C_z}{4E_c I}}.$$

При шарнирном опирании стоек рам момент, возникающий в уровне головы сваи, может быть принят $M = 0$. Тогда

$$F_d = 2\alpha^3 E_b IU.$$

2.7. ФУНДАМЕНТЫ НА УПЛОТНЕННЫХ СЛАБЫХ ГРУНТАХ

Одним из наиболее перспективных методов возведения фундаментов на слабых, в том числе на водонасыщенных грунтах, является метод строительства в уплотненном основании [42, 59, 64, 82].

Основными технологическими решениями здесь являются фундаменты в вытрамбованных котлованах (рис. 2.14) из сборных забивных блоков и свай, фундаменты на уплотненных и упрочненных грунтах (О.Ф. и М.Г., 1990, № 5). В комплексное навесное оборудование к кранам-экскаваторам входит:

- направляющая стойка (крепящаяся сверху к стене, а снизу опирающаяся на грунт);
- сбросная каретка с набором сменных рабочих органов;
- трамбовки (для пробивки скважин, поверхностного уплотнения грунтов и втрамбовывания жесткого грунтового материала вокруг забивных свай);
- долото-клин (для разрушения прочных грунтов) и т.п.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах в зависимости от нагрузок, характеристик грунтов, расположения слабых грунтов по глубине выполняют по четырем основным схемам: с уплотненной зоной; с уширенным основанием; с подушкой из вытрамбованного жесткого грунтового материала и на столбах из такого же материала.

Несущая способность фундаментов определяется в основном размерами уплотненной зоны, плотностью грунта; деформационными и прочностными характеристиками подстилающего слабого водонасыщенного грунта. Максимальные размеры уплотненной зоны достигаются при оптимальной влажности грунтов и зависят в основном от формы и размеров трамбовки, глубины уплотненной зоны равняются по глубине ниже дна котлована $1,5d$ и в плане $(2 - 3)d$ (d – ширина котлована в среднем сечении по глубине).

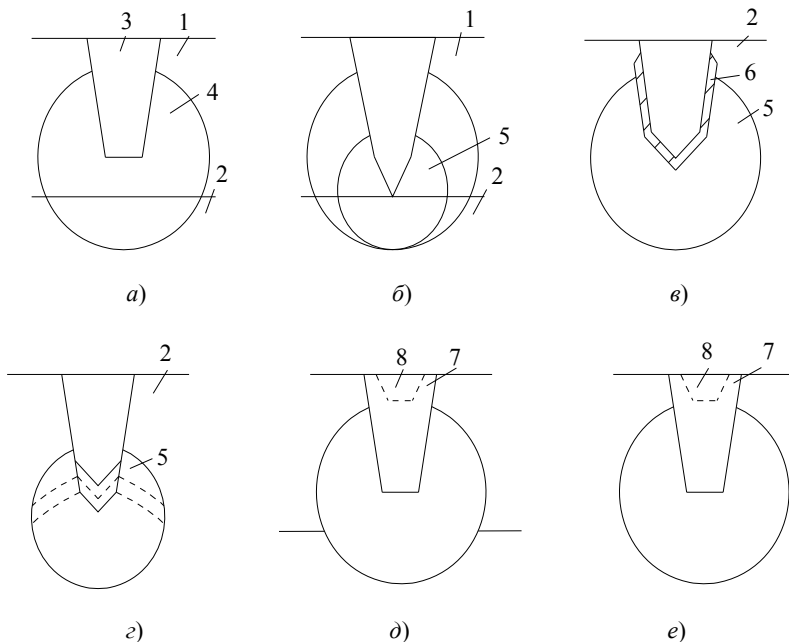


Рис. 2.14. Основные виды фундаментов в вытрамбованных котлованах (а – с) и из забивных балок (д, е) [42]:

1 – маловлажный пылевато-глинистый грунт; 2 – слабый, в том числе водонасыщенный; 3 – вытрамбованный котлован; 4 – уплотненная зона грунта;

5 – уширение из вытрамбованного жесткого материала; 6 – оболочка из маловлажного глинистого грунта; 7 – забивной блок; 8 – стакан для колонны

По данным В. Н. Голубкова [20], зона деформации грунта при нагружении фундамента располагается в пределах зоны уплотнения. За пределами зоны уплотнения физико-механические характеристики грунта остаются такими же, как и для естественного состояния.

В случае слабых переувлажненных и водонасыщенных грунтов большой мощности и при относительно небольших нагрузках на основание часто эффективны фундаменты в котлованах с подушкой из втрамбованного песчаного грунта. Вытрамбовывание котлованов производят через слой маловлажного глинистого грунта, отсыпаемого слоями толщиной по 20...40 см (см. рис. 2.14.). В результате этого на стенках создается оболочка из уплотненного маловлажного глинистого грунта. Она снижает эффекты налипания грунта на трамбовку и ее

засасывания, удерживает стенки котлована от обрушения. Несущая способность фундаментов в основном определяется размерами подушек и характеристиками подстилающих слабых грунтов.

Существенное увеличение разрушающей нагрузки может быть достигнуто увеличением толщины подушки и передачи ее на слой грунта с более высокими прочностными и деформационными характеристиками, т.е. на столб уплотненного жесткого материала (рис. 2.14, *з*).

Фундаменты из забивных блоков выполняют с уплотненной зоной (рис. 2.15, 2.16) и с подушкой из вытрамбованного грунта (рис. 2.14). Наклон граней блоков составляет 1:10...1:40. Фундаменты с уплотненной зоной применяют при наличии сверху маловлажного пылевато-глинистого или песчаного хорошего уплотняющегося грунта. При наличии в верхней части грунтовой толщи слабых водонасыщенных грунтов наиболее рационально применять фундаменты из забивных блоков с подушкой из втрамбованного песчаного или другого жесткого грунта. Работы выполняют следующим образом. Предварительно вытрамбовывают котлован на 0,6...0,9 глубины трамбовки. Затем на его дно отсыпают песчаный слой и втрамбовывают его до первоначальной глубины трамбовки. Такие операции производят несколько раз, пока не достигнут отказа или пока не будет втрамбован заданный объем грунта.

Фундаменты на уплотненных или упрочненных слабых грунтах выполняют с подготовкой основания путем:

- поверхностного уплотнения слабых грунтов;
- втрамбовывания в слабый грунт жесткого грунтового материала;
- устройства армированных столбов из втрамбованного крупнообмоточного, каменного или другого материала.

Подготовка основания путем втрамбовывания жесткого грунтового материала (гравинистого, щебенистого, шлака, щебня и т.д.) наиболее эффективна в водонасыщенных слабых грунтах. Циклы отсыпки и втрамбовывания жесткого материала повторяют до отказа или до тех пор, пока не будет втрамбован его заданный объем.

Фундаменты из забивных свай целесообразно выполнять:

- односвайными или ленточными с ростверком и оголовками в вытрамбованных котлованах (рис. 2.15, *а*);
- односвайными с ростверком из забивного пустотелого блока (рис. 2.15, *б*);
- с уширением из втрамбованного жесткого грунтового материала (рис. 2.15, *в*).

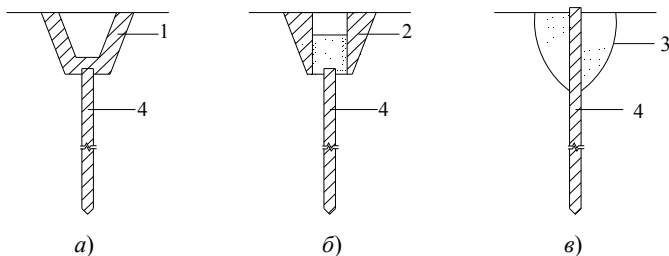


Рис. 2.15. Фундаменты из забивных свай:

a – ростверк опирается на сваю; *б* – свая заходит в полость блока; *в* – свая проходит через уширение; *1* – ростверк в вытрамбованном котловане; *2* – забивной блок; *3* – уширение из втрамбованного жесткого материала; *4* – забивная свая

2.8. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ

Классификация их приведена в [3].

Фундаменты из забивных блоков, так же как и в вытрамбованных котлованах, рассчитываются по двум группам предельных состояний:

а) по первой группе – по несущей способности фундаментов как железобетонных элементов, а также по несущей способности грунта основания для удлиненных фундаментов при соотношении глубины d и ширины b_m в средней части $b_m - d_p/b_m > 1,5$;

б) по второй группе – по осадкам грунтов в основании на действие вертикальных нагрузок, а также по горизонтальным перемещениям и углу поворота фундаментов от действия горизонтальных сил и моментов.

Фундаменты из забивных блоков мелкого заложения при соотношении $d/b_m < 1,5$ рассчитываются, как правило, только по деформациям. При расчете их на горизонтальные и моментные нагрузки реактивный отпор уплотненного грунта по боковым поверхностям стенок допускается принимать по формуле

$$Q = a + bp$$

с повышающим коэффициентом $\gamma_g = 1, 2$, где a и b – коэффициенты, соответственно, равны: $a = 60 \text{ кН/м}^2$, $b = 0,4$; p – среднее давление в сечении фундамента на глубине $0,5d$, кН/м^2 , определяемое по формуле

$$p = (N + G_{\Phi})A_m.$$

При расчете фундаментов из забивных блоков мелкого заложения с уплотненной зоной и грунтовой подушкой основание принимается двухслойным, состоящим из уплотненного и подстилающего его грун-

та природного сложения, а с уширенным основанием – трехслойным, включающим уширение из жесткого материала, уплотненного и подстилающего его грунта природного сложения.

Удлиненные фундаменты из забивных блоков, а также с набивными или забивными сваями рассчитываются по несущей способности:

- грунта в уплотненной зоне F_{d1} ;
- уширения из жесткого материала F_{d2} ;
- подстилающего уплотненную зону грунта F_{d3} ;
- дополнительно по несущей способности набивной или забивной сваи F_{d4} .

Полная несущая способность удлиненных фундаментов из забивных блоков принимается равной сумме минимального значения из первых трех ($F_{d1} \dots F_{d3}$) и несущей способности свай при их выполнении.

Разработка проекта фундаментов из забивных блоков осуществляется на основе учета особенностей конструкций здания или сооружения, нагрузок на фундаменты, а также материалов инженерно-геологических изысканий площадки строительства, включая физико-механические характеристики грунтов.

Проект фундаментов из забивных блоков должен включать:

- план котлована для строительства здания или сооружения с отметками, с которых должна производиться забивка блоков;
- план расположения фундаментов, фундаментных балок, свай и других конструкций фундаментно-подвальной части здания, а также фрагменты, узлы и разрезы;
- рабочие чертежи фундаментов с указанием глубины и сечения пробиваемых пионерных скважин для засыпки щебня, объема щебня, втрамбованного в основание блока; угла раскрытия граней блоков и т.п.;
- рабочие чертежи забивных блоков;
- расчетные значения прочностных и деформационных характеристик уплотненных грунтов, грунтовой подушки, уширенного основания, расчетных давлений на них, расчетных нагрузок на сваи, а также действующих нагрузок на фундаменты;
- особые требования по технологии производства работ, контролю качества и приемке выполненных работ.

Забивные сплошные и пустотные блоки для каркасных зданий размещаются в соответствии с планом колонн. Под паренные колонны у деформационных швов в зависимости от действующих нагрузок рекомендуется забивать два пустотелых блока. Уточняются размеры блоков и полостей и их взаимное расположение.

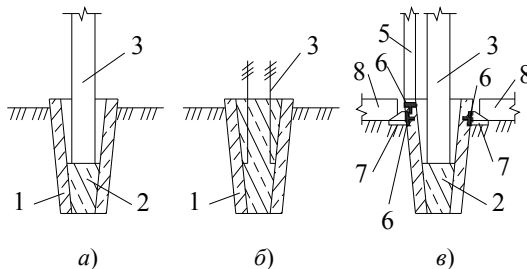


Рис. 2.16. Способы сопряжений конструкций зданий и сооружений с фундаментами из забивных блоков:

- a* – установка колонны в стакан; *б* – крепление колонны анкерными болтами;
в – установка колонны, фундаментных балок фахверковых колонн;
 1 – пустотелый блок; 2 – бетонная пробка; 3 – сборная железобетонная колонна; 4 – анкерные болты; 5 – фахверковая колонна;
 6 – закладные детали; 7 – столики под фундаментные балки

Сопряжение сборных железобетонных колонн с фундаментами из забивных пустотных блоков осуществляется с помощью стакана, для этого внутренняя полость пустотелого блока заполняется литым бетоном до отметки низа колонны (рис. 2.16, *a*). Сопряжение фундаментов с металлическими колоннами выполняется с помощью анкерных болтов или анкерной плиты (рис. 2.16, *б*). Для опирания фундаментных балок и установки фахверковых колонн на боковой поверхности и верхней плоскости граней блока выполняют закладные детали, к которым приваривают монтажные столики (рис. 2.16, *в*).

В бескаркасных зданиях фундаментами из забивных блоков располагаются по осям стен на расстояниях, определяемых из величины погонных нагрузок, планов расположения стен, длины фундаментных балок, прочности стеновых панелей технического подполья и т.п.

Каналы, прямки и другие коммуникации вблизи фундаментов из забивных блоков допускается располагать исходя из условия, что глубина заложения каналов и прямков h , м, от верхнего обреза блока будет составлять

$$h = atg\varphi + 0,5d,$$

где a – расстояние в свету между фундаментом и каналом, прямком и т.п., м; d – глубина забивки блока, м; $tg\varphi$ – тангенс угла сдвига, вычисляемый по формуле

$$tg\varphi = tg\varphi_1 + c_1/p,$$

где φ_1 и c_1 – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта соответственно; p – среднее давление на грунт под подошвой фундамента из забивного блока.

2.9. ФУНДАМЕНТЫ С УПЛОТНЕННЫМ НЕСУЩИМ СЛОЕМ

Такие фундаменты устанавливаются удлиненными с использованием трамбовок, применяются для вытрамбовывания котлована под фундамент с уширенным основанием (рис. 2.17). Несущий слой вокруг фундамента создается с целью повышения его несущей способности на вертикальные и горизонтальные нагрузки путем вытрамбовывания дополнительных, симметрично расположенных в плане относительно оси 2–3-х или реже 4–6-ти котлованов (см. рис. 2.17). При необходимости повышения несущей способности фундаментов на горизонтальную нагрузку и моменты, действующие в одном направлении, выполняются два дополнительных котлована, а при их действии в двух направлениях, а также с целью повышения несущей способности на вертикальные нагрузки выполняются три и более дополнительных котлована [18, 20, 30, 42, 59, 64].

Технология устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах с несущим слоем включает (см. рис. 2. 17):

I – установку трамбовки по центру 1-го дополнительного котлована для создания слоя и вытрамбовывание котлована на заданную глубину;

II – отсыпку в вытрамбованный котлован отдельными порциями жесткого материала и втрамбовывание его в дно 1-го котлована для создания уширения, причем первые порции жесткого материала втрамбовываются до первоначальной отметки дна котлована, а последующие – выше с постепенным заполнением нижней части вытрамбованного котлована на 0,5...0,8 его высоты уплотненным жестким грунтовым материалом, а верхней – местным глинистым грунтом;

III – установку трамбовки по центру следующего (2,4...7,0) котлована для создания несущего слоя и вытрамбовывание котлована на заданную глубину;

IV – отсыпку в вытрамбованный 2-й котлован отдельными порциями жесткого грунтового материала для создания уширения по аналогии с этапом II;

V – установка трамбовки по центру будущего фундамента и вытрамбовывание основного котлована 3 под фундамент на заданную глубину обычно на 0,05...0,30 меньше глубины котлованов для создания несущего слоя;

VI – отсыпку в вытрамбованный основной котлован 3 под фундамент жесткого грунтового материала отдельными порциями и втрамбовывание их в дно котлована для создания уширенного основания;

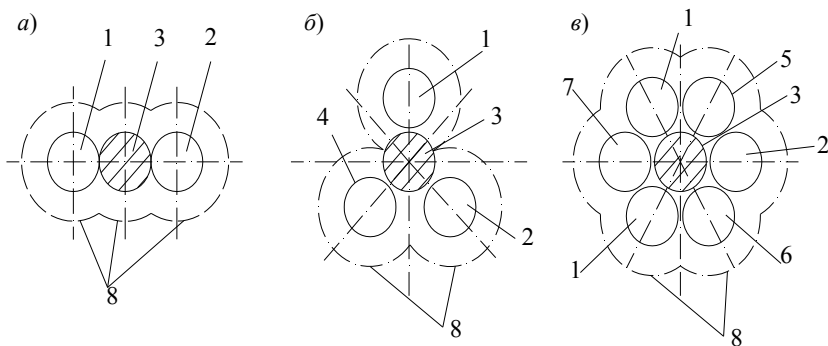


Рис. 2.17. Схема расположения в плане основного и дополнительных котлованов для фундаментов с несущим слоем при устройстве дополнительных котлованов:

- a* – двух; *б* – трех; *в* – шести; 1 – дополнительный котлован;
 2 – дополнительный котлован; 3 – основной котлован;
 4 – 7 – дополнительные котлованы;
 8 – уплотненные зоны вокруг котлованов

VII – бетонирование котлована 3 под фундамент в распор после установки арматурных каркасов и других закладных частей с устройством в необходимых случаях стакана для установки котлована.

При устройстве фундаментов с несущим слоем расстояния в осях между отдельными котлованами принимаются равными 1,5...2,0 приведенного диаметра трамбовки по верху.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах с несущим слоем целесообразно принимать для каркасных зданий с нагрузкой от колонны 2500...5000 кН с шагом колонн не менее 6 м. Выполняются они, как правило, глубокого заложения, в том числе с консолями из монолитного бетона.

Необходимость применения фундаментов с несущим слоем вызывается повышенной нагрузкой на них, низкой несущей способностью грунтового основания, а их выполнение определяется наличием глинистых грунтов с низкой степенью плотности (просадочных, насыпных и т.п.), при которых обеспечивается интенсивное уплотнение грунта, сохранность стенок вытрамбованных котлованов, возможность их вытрамбовывания на близких расстояниях друг от друга. С учетом этого фундаменты в вытрамбованных котлованах с несущим слоем не могут применяться в плотных глинистых грунтах, а также в супесчаных, песчаных грунтах при степени влажности их более 0,7.

2.10. УЧЕТ БОКОВОГО ОТПОРА ГРУНТА

Для расчета фундамента применяются коэффициенты: неравномерного сжатия в вертикальном направлении под подошвой фундамента C_i , неравномерного сжатия в горизонтальном направлении C_x и сдвига в плоскости подошвы C_τ .

Коэффициент C_x принимают возрастающим с глубиной

$$C_x(z) = \beta C_i Z / d,$$

$$C_i = M / K_\lambda i J,$$

где β – коэффициент, зависящий от отношения $\xi_d = \rho'_d / \rho_d$, ρ'_d – плотность в сухом состоянии грунта обратной засыпки и грунта природного сложения под подошвой соответственно; J – момент операции подошвы; M – момент, действующий на обрз фундамента; K_λ – коэффициент.

ξ_d	1	0,98	0,91	0,94	0,92	0,90
β	1	0,88	0,76	0,64	0,52	0,40.

Коэффициент $C_x = 0,35C_i$.

Крен фундамента вычисляют по формуле

$$i_d = \frac{[M'(A_0 + C_\tau dA) + Q(S_0 + C_\tau dA)]}{[(A_0 + C_\tau A)(Z_0 + C_i I + C_\tau d^2 A) - (S_0 + S_\tau dA)^2]}.$$

Глубина оси вращения Z_0 равна (рис. 2.18)

$$Z_0 = \frac{[M'(S_0 + C_\tau dA) + Q(I_0 + C_i I + C_\tau d^2 A)]}{[M'(A_0 + C_\tau A) + Q(S_0 + C_\tau dA)]},$$

где

$$M' = M + Qh_0;$$

$$A_0 = \frac{\beta C_i}{2d} \sum_{j=1}^n b_j (Z_j^2 - Z_{j-1}^2);$$

$$S_0 = \frac{\beta C_i}{3d} \sum_{j=1}^n b_j (Z_j^3 - Z_{j-1}^3);$$

$$I_0 = \frac{\beta C_i}{4d} \sum_{j=1}^n b_j (Z_j^4 - Z_{j-1}^4),$$

где d , A , I – соответственно глубина заложения фундамента, м; площадь, м², и момент инерции подошвы, м⁴; Z_0 – ось вращения фундамента; h_0 – глубина до обреза фундамента.

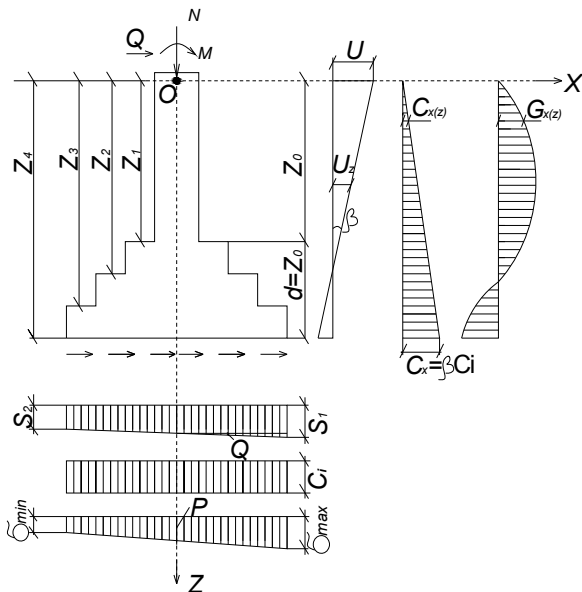


Рис. 2.18. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента

В расчетах крена фундамента опор открытых крановых эстакад принимают: для песков и супесей $K_\lambda = 1,5$, для суглинков – 1,2, для глин – 1,1.

Краевые напряжения вычисляют по формуле (Е. А. Сорочан, 1986)

$$p_{\min}^{\max} = N / A \pm i_d C_i l / 2 ,$$

где N – суммарная вертикальная сила, действующая на основание и включающая вес фундамента и грунта на его уступах; A – площадь подошвы; i_d – крен фундамента; C_i – коэффициент неравномерного сжатия.

Реактивное сопротивление грунта $\sigma_x(z)$ по передней и задней граням фундамента определяют по формуле

$$\sigma_x(z) = i_d \beta C_i z (z_0 - z) / d \leq \sigma_{x,4}(z) = \frac{4\gamma_c}{\gamma_j \cos \varphi'_1} (\gamma'_1 z \operatorname{tg} \varphi' + C'_1),$$

где $\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условий работы; $\gamma_j = 1$ – коэффициент надежности; γ'_1 , φ'_1 , C'_1 – расчетные значения удельного веса грунта, МН/м^3 , угла внутреннего трения в град, удельного сцепления, МПа , выше подошвы фундамента.

Горизонтальное перемещение верха фундамента

$$u = (z_0 + h_0) i_d .$$

2.11. ФУНДАМЕНТЫ С АНКЕРАМИ

В ряде случаев на фундамент действуют значительные горизонтальные и моментные нагрузки при относительно небольших вертикальных. Для предотвращения отрыва фундамента от основания развывают размеры в плане. Среднее напряжение по подошве составляет иногда 0,25...0,40 от расчетного. Удельная несущая способность таких фундаментов мала.

При указанных силовых воздействиях эффективны фундаменты с анкерами (рис. 2.19, 2.20). Воспринимая вдавливающие и выдергивающие усилия, анкера трансформируют эпюру контактных напряжений, распределяя ее более равномерно в плоскости действия моментной.

Анкера рассчитывают на следующие сочетания нагрузок:

- 1) N_{\max}, M_a, Q_a ;
- 2) M_{\max}, N_a, Q_a ;
- 3) N_{\min}, M_a, Q_a .

Для вывода расчетных формул принята модель Винклера и линейная эпюра распределения контактных давлений по подошве фундамента. Коэффициент неравномерного сжатия C , kH/m^3 , определяют по формуле

$$C = Q_1 Q_2 E,$$

где Q_1, Q_2 – параметры, определяемые из рис. 2.20 [39].

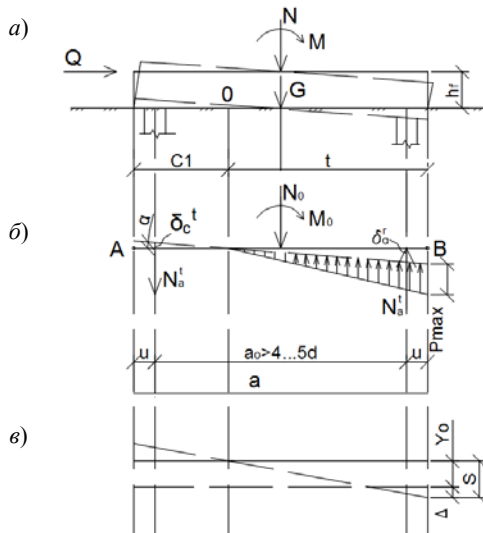


Рис. 2.19. Расчетная схема фундамента с анкерами (а); схема внешних и реактивных сил (б); схема перемещения подошвы (в)

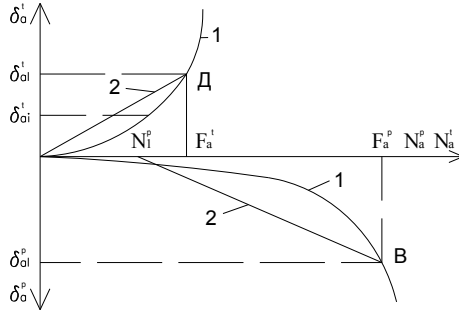


Рис 2.20. Схема для определения параметров податливости сжатых и выдергиваемых анкеров

Работу анкеров в составе фундамента оценивают с использованием параметров податливости на выдергивание C_a^i и на вдавливание C_a^p . В процессе работы фундамента вертикальная нагрузка может уменьшиться до $N' = N_a$ или $N' = N_{\min}$. При этом происходит разгрузка анкеров до значения N_1^p .

$$N_1^p = \xi \left(N_a \frac{F_a^p}{N_{\max}} \right),$$

где ξ – коэффициент, равный единице в диапазоне изменения нагрузки $N' = (0,4 \dots 1,0)N_{\max}$; N_a – вертикальная нагрузка, соответствующая моменту, передаваемому на фундамент; N_{\max} – максимальная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент.

При изменении вертикальной нагрузки от N' до N_{\max} параметр податливости на вдавливание

$$C_a^p = (F_a^p - N_1^p) / \delta_{al}^p,$$

где F_a^p – несущая способность сжатого анкера; δ_{al}^p – предельно допустимое перемещение сжатого анкера; N_1^p – минимальная вертикальная нагрузка.

Несущую способность свай – анкеров на действие знакопеременных моментных нагрузок вычисляют с учетом коэффициента цикличности $K = 0,8$.

Расчет фундаментов с анкерами рекомендуют проводить по второму и третьему сочетаниям нагрузок, в которых определяющими усилиями являются максимальный изгибающий момент и минимальная вертикальная сила. Возможны два случая: вертикальная сила направлена вверх или вниз.

Рассмотрим первый случай. Перемещения анкеров вверх и вниз определяют по формулам:

$$\delta_a^t = i(C' - u);$$

$$\delta_a^p = i(t - u).$$

Суммарные усилия в анкерах равны

$$N_a^t = C_a^t n_i (C' - u); \quad N_a^p = C_a^p n_i (t - u).$$

Осадка точки $B - S_b = Y_0 + \Delta$, максимальное краевое давление

$$p_{\max} = C(Y_0 + \Delta) = \frac{N_0 + N_a^t - N_a^p}{ab + Cit},$$

где $Y_0 = (N_0 + N_a^t - N_a^p) / Cab$.

Момент, воспринимаемый анкером, вычисляют по формуле

$$M_a' = N_a^t \left(\frac{a}{2} - u \right) + N_a^p \left(\frac{a}{2} - u \right) = i_u n \left(\frac{a}{2} - u \right)^2 (C_a^p + C_a^t).$$

Крен фундамента с анкером вычисляют по формуле

$$i = \frac{M_0 - N_0 [(a - t/2)]}{1,33mC(t/2)^4 n [(C' - u)^2 C_a^t + (t - u)^2 C_a^p]},$$

где M_0 – момент силы N_0 относительно центра площади, через которую нагрузка передается на грунт; C_a^t – параметр податливости на выдергивание.

Расчетная нагрузка на анкер равна

$$F_a^p = \frac{F}{\gamma'} = m(m_R R A_a + m_f u \sum f_i l_i) / \gamma'.$$

Момент для определения сечения арматуры плиты в верхней части фундамента, воспринимающий усилия от анкера, определяют из выражения

$$M = N_a^t (C' - u),$$

где C' – расстояние от нулевой точки до ненагруженной грани; u – расстояние от равнодействующей опоры до нагруженной грани.

По результатам расчета проверяют следующие условия:

$$\delta_a^t < \delta_{al}^t; \quad \delta_a^p < \delta_{al}^p; \quad N_a^t / n < F_a^t; \quad N_a^p / n < F_a^p; \quad p_{\max} < 1,2R,$$

где n – число анкеров; δ_{al}^t , δ_{al}^p , F_a^t , F_a^p – предельно допустимые величины.

2.12. БУРОНАБИВНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ С УШИРЕНИЕМ

Методика расчета разработана Е. А. Сорочаном и Р. Ю. Грудисом (1983). Скважины под фундаменты выбуривают и заполняют бетоном с армированием [26].

В качестве расчетной модели принята модель Фусса–Винклера с использованием коэффициентов равномерного C_0 и неравномерного C сжатия (рис. 2.11).

$$C_0 = p_0 / s \quad \text{и} \quad C = KC_0,$$

где p_0 – среднее дополнительное (к природному) давление под подошвой уширения буробетонного фундамента, кПа; s – осадка фундамента, определяемая по СНиП; K – коэффициент, учитывающий соотношение коэффициентов неравномерного и равномерного сжатия; для круглых фундаментов $K = 2,68$.

Из условий равновесия определяются глубина оси вращения и крен фундамента:

$$z_0 = \frac{M_0 A + Q_0 D}{M_0 B + Q_0 A}; \quad i = \frac{M_0 B + Q_0 A}{B D - A^2},$$

где

$$A = d_B s_B^c + d_{\Pi} s_{\Pi}^c + h_{\tau} A_0 C_{\tau};$$

$$B = d_B A_B^c + d_{\Pi} A_{\Pi}^c + A_0 C_{\tau};$$

$$D = d_B J_B^c + d_{\Pi} J_{\Pi}^c + h_{\tau}^2 A_0 C_{\tau} + C J_0,$$

$A_B^c, A_{\Pi}^c, s_B^c, s_{\Pi}^c, J_B^c, J_{\Pi}^c$ – соответственно площади эпюр, коэффициентов постели для верхней части фундамента и пяты, их статические моменты и моменты инерции относительно оси Y ; C_{τ} – коэффициент постели, учитывающий возникновение сил трения по подошве, принимаемый $0,7C_0$; h_{τ} – место приложения равнодействующей сил трения под подошвой уширения и подошвой пяты; d_B, d_{Π} – диаметры верхней и нижней частей ствола:

$$h_{\tau} = \frac{A_y h_y + A_{\Pi} h_{\Pi}}{A_0};$$

$I_0 = W_0 \frac{d_y}{2}$ – момент инерции подошвы фундамента относительно центральной оси; A_y, A_{Π}, A_0 – соответственно площадь подошвы уширения пяты и общая площадь ($A_0 = A_y = A_{\Pi}$); h_y, h_{Π} – глубина заложения подошвы уширения и пяты.

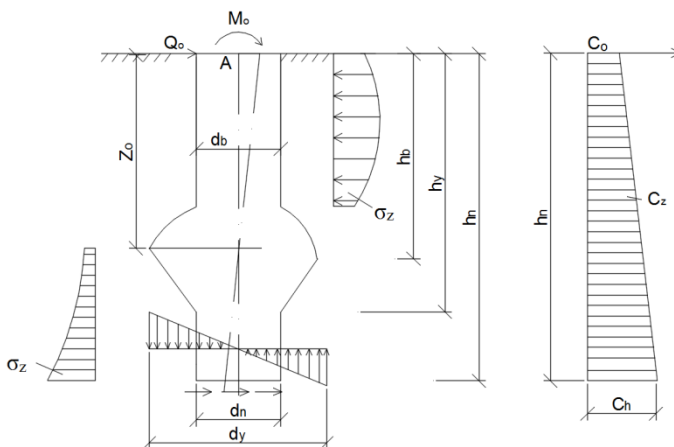


Рис. 2.21. Расчетные схемы буробетонного фундамента

Краевые давления вычисляют по формуле

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_0} \pm C \frac{d_y}{2},$$

где N – вертикальная сила, действующая по подошве уширения фундамента, равна сумме вертикальной нагрузки на фундамент и его веса.

В расчетах принимают линейный и нелинейный законы изменения коэффициента постели:

$$C_{z_n} = C \frac{z}{h_n};$$

$$C_{z_n} = C \sqrt{\frac{z}{h_n}}.$$

Расчет гибких свай на действие вертикальной и горизонтальной сил и момента (СНиП 2.02.03–85). Рассматривают две стадии напряженно-деформированного состояния системы «свая–грунт». В первой грунт рассматривают как линейно-деформируемую среду с коэффициентом постели

$$C_z = K_z / \gamma_c, \text{ кН/м}^3,$$

где K_z – коэффициент пропорциональности, принимаемый по табл. П1.1, кН, м⁴, СНиП; γ_c – коэффициент условий работы; z – глубина до сечения (см. рис. 2.22).

На рисунке 2.22. приведены расчетные эпюры для гибких свай постоянного по глубине сечения.

Во второй стадии в верхней части окружающего сваю грунта образуется пластическая зона.

Расчет производят из условий:

$$H \leq \frac{F_d}{\gamma_k};$$

$$u_p \leq u_u;$$

$$\psi_p \leq \psi_u,$$

где H – расчетное значение поперечной силы; F_d – несущая способность сваи при действии горизонтальной силы; $\gamma_k = 1,4$ – коэффициент надежности; u_p ; ψ_p – расчетные значения горизонтального перемещения головы сваи и угла ее поворота; u_u ; ψ_u – предельные значения горизонтального перемещения головы сваи и угла поворота, устанавливаемые в здании на проектирование.

Для сваи, не имеющей жесткой заделки в ростверке

$$F_d = \eta_1 \eta_2 a b_p z_z^2 / 2,$$

где z_z – расстояние от поверхности до пластического шарнира, определяемое из уравнения

$$z_z^3 + \frac{3}{2} e z_z^2 - \frac{3 M_u}{a b_p} = 0,$$

e – эксцентриситет нагрузки; $\eta_1 = 0,7$ – коэффициент для распорных сооружений; η_2 – коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной, определяемый по формуле

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n} M_c + M_t},$$

M_c – момент от внешних постоянных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижних концов свай, кН·м; M_t – то же от внешних временных расчетных нагрузок; \bar{n} – коэффициент, принимаемый равным 2,5, за исключением случаев, указанных в п. 10 прил. 1 СНиП 2.02.03–85; a – прочностной коэффициент пропорциональности, кН/м³; b_p – условная ширина сваи, м:

$$b_p = 1,5d + 0,5 \text{ при } d < 0,8 \text{ м.}$$

Для сваи, имеющей жесткую заделку в низкий ростверк, несущую способность определяют по формуле

$$F_d = 1,65 \eta_1 \eta_2 \sqrt{a b_p M_u^2}.$$

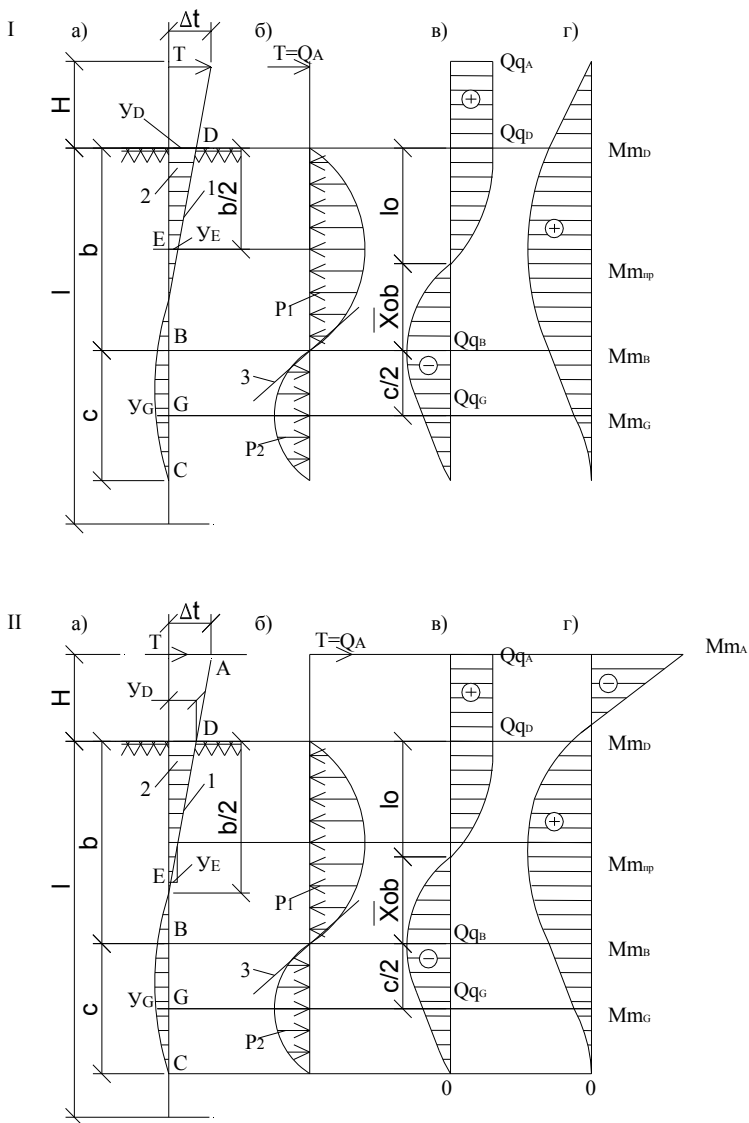


Рис. 2.22. Эпюры изгиба (а); реактивного давления (б); изгибающих моментов (z) при действии на гибкие сваи со свободным (I) и защемленным (II) верхним концом горизонтальной силы

Расчетные значения горизонтального перемещения сваи в уровне подошвы ростверка определяют по формулам

$$u_p = u_0 + \psi_l l_0 + \frac{Hl_0^3}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI};$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2EI} + \frac{Ml_0}{EI},$$

где l_0 – длина участка сваи от подошвы ростверка до поверхности грунта; EI – жесткость сваи; u_0, φ_0 – горизонтальное перемещение и угол поворота поперечного сечения сваи в уровне поверхности (рис. 2.23);

– при $H \leq H_{el}$

$$u_0 = \bar{u}_{el} \frac{a}{K} \frac{H}{H_{el}}; \quad \psi_0 = \bar{\psi}_{el} \frac{a}{K} \alpha_\varepsilon \frac{H}{H_{el}};$$

– при $H > H_{el}$ $u_0 = \bar{u} \frac{a}{K};$

$$\psi_0 = \bar{\psi} \frac{a}{K} \alpha_\varepsilon; \quad H_{el} = \frac{\bar{H}_{el} ab_p}{\alpha_\varepsilon^2}; \quad \alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}},$$

где \bar{H}_{el} – приведенное расчетное значение поперечной силы,

$$H_{el} = H = H \alpha_\varepsilon^2 / ab_p.$$

Расчетный изгибающий момент и поперечную силу на глубине определяют при допущении двух стадий работы в пределах упругой зоны по формулам:

$$M_z = \frac{ab_p}{\alpha_\varepsilon^3} (\bar{u}_0 fA_3 + \bar{\psi}_0 fB_3 + \bar{M}_0 fC_3 + \bar{H}_0 fD_3);$$

$$H_z = \frac{ab_p}{\alpha_\varepsilon^2} (\bar{u}_0 fA_4 + \bar{\psi}_0 fB_4 + \bar{M}_0 fC_4 + \bar{H}_0 fD_4),$$

где $\bar{u}_0 f, \bar{\psi}_0 f, \bar{M}_0 f, \bar{H}_0 f$ – значения начальных фиктивных параметров; $A_i; B_i; C_i; D_i$ – коэффициенты, определяемые по табл. 2.6. прил. 1. (СНиП 2.02.03–85).

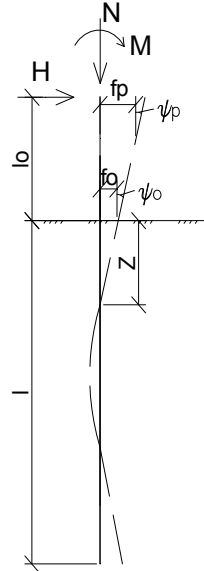


Рис. 2.23. Схема нагрузок на сваю

Во второй стадии работы сваи

$$M_{zi} = M + H_{zi} - \frac{ab_p}{\sigma} z_i^3;$$

$$H_{zi} = H - \frac{ab_p}{2} z_i^3,$$

где z_i – глубина сечения сваи в пределах пластической зоны по отношению к подошве низкого ростверка.

Расчет устойчивости основания выполняется из условия ограничения расчетного давления

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{u}{\cos \varphi_I} (\gamma_I z \operatorname{tg} \varphi_I + \xi c_I),$$

где ξ – коэффициент, принимают для забивных свай и свай-оболочек $\xi = 0,6$, для остальных видов свай $\xi = 0,3$;

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} \bar{z} \left(u_p A_1 - \frac{\Psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right),$$

где $M_z = \alpha_\varepsilon^2 EI u_p A_3 - \alpha_\varepsilon EI \Psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon} D_3$;

$$H_z = \alpha_\varepsilon^3 EI u_p A_1 - \alpha_\varepsilon^2 EI \Psi_0 B_4 + \alpha_\varepsilon M_0 C_4 + H_0 D_4;$$

$$N_z = N;$$

$\bar{z} = za_a$; A_i, B_i, C_i, D_i – коэффициенты.

2.13. УЧЕТ ГИБКОСТИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ РАСЧЕТЕ НА ВНЕЦЕНТРЕННУЮ НАГРУЗКУ

Методика разработана в МИСИ под руководством С. Б. Ухова (О.Ф. и М.Г., 1993, № 2).

1. Определяют число свай в группе без учета эксцентриситета по формуле

$$n = N_d / F_d,$$

где F_d – несущая способность сваи.

2. Вычисляют (после размещения свай в плане) показатель гибкости группы свай

$$F = 0,63l \sqrt{\frac{E}{(1-\nu^2)(E_b I)_r}},$$

где $(E_b I)_r$ – жесткость свайной группы относительно главной оси, определяется по формуле

$$(E_b I)_r = \sum_{i=1}^n (E_b I_i)_{св}$$

E_b – модуль упругости материала сваи; I_i – момент инерции i -й сваи относительно главной оси группы.

3. Определяют относительный эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки

$$\lambda = e/e_{пр} = e / \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 / nx \right),$$

где x и x_i – расстояние от главной оси до оси соответственно крайней и каждой сваи.

4. По графикам находят коэффициент неравномерности (рис. 2.24)

$$K_H = \varphi(F, \lambda) = N_{\max} / N_{\min}$$

5. Вычисляют максимальные и минимальные нагрузки на крайние сваи группы по формулам:

$$N_{\max} = N_d / n \left(\frac{2K_H}{1 + K_H} \right);$$

$$N_{\min} = N_d / n \left(\frac{2}{1 + K_H} \right),$$

где N_d – расчетная нагрузка на фундамент.

6. Проверяют усилие

$$N \leq 1,2F_d / \delta_k,$$

где N – расчетная нагрузка на условную, наиболее нагруженную сваю группы; δ_k – коэффициент надежности.

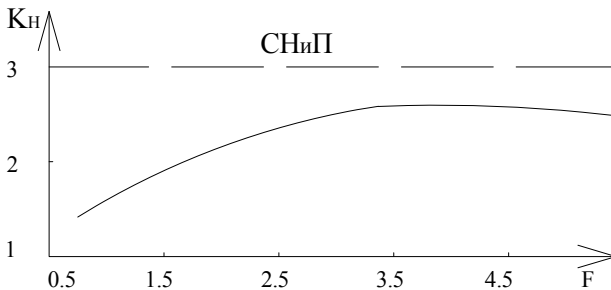


Рис. 2.24. Зависимость K_H от F при $\lambda = 0,5$

2.14. ОДНОСВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Такие фундаменты состоят из двух элементов: насадки в виде сваи-оболочки диаметром 900 мм и круглой сваи диаметром 500 мм (О.Ф. и М.Г., 1993, № 2). Сначала забивается насадка, а затем через нее свая.

Предельное сопротивление фундамента определяется по формуле

$$F_u^* = \gamma_{CR} R_S^H (A^H - A^c) + U^H \sum f_i^H l_i^H + \gamma_{CR} R_S^c A^c + U^c \sum f_i^c l_i^c,$$

где γ_{CR} – поправочный коэффициент, принимаемый в зависимости от глубины погружения h_0 и диаметра сваи или насадки (табл. 2.6); R_S^H, R_S^c – сопротивление грунта под нижним концом соответственно насадки и сваи, определяемые по формуле

$$R_S = \beta_1 q_S,$$

β_1 – коэффициент; q_S – среднее сопротивление грунта под наконечником зонда на участке, расположенном в пределах одного диаметра выше и четырех диаметров ниже отметки нижнего конца или насадки; A^H, A^c – площадь сечения соответственно насадки и сваи; U^H, U^c – периметр насадки и сваи; f_i^H, f_i^c – сопротивление на боковой поверхности насадки и сваи i -го слоя грунта, определяемое по данным зондирования; l_i – толщина i -го слоя грунта.

Конструкции односвайных фундаментов. Конструкции комбинированных свай, состоящие из различных последовательно изготовляемых или погружаемых элементов и свай, разработаны в НИИпромстрое. Их преимуществами являются: большая удельная и абсолютная несущая способность, большие верхние сечения, позволяющие заделывать в них колонны и опирать стеновые панели; устройство фундаментов без срубки голов; возможность передачи нагрузки на мало-сжимаемые грунты [19, 30, 40, 42, 59, 60, 78].

Варианты конструктивных решений приведены на рис. 2.25.

Таблица 2.6

h_0/d	2	4	6	8	12	16	22
δ_{CR}	0,25	0,4	0,52	0,62	0,76	0,86	0,95

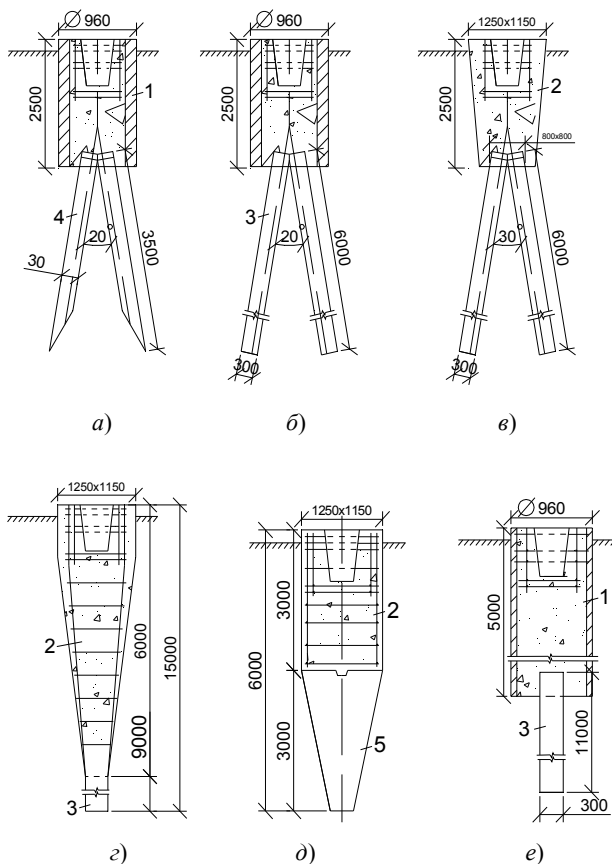


Рис. 2.25. Варианты односвайных фундаментов, состоящих из:
a – трубчатого *1* и пакета наклонных элементов *4*; *б* – трубчатого *1*
и двух наклонных призматических свай *3*; *в* – пирамидального *2*
и двух наклонных призматических элементов *3*; *г* – пирамидального
штампабивного *2* и забивного призматического элементов *3*;
д – оставляемого наконечника *5* и штампабивного элемента *2*;
е – двух трубчатых *1* элементов и призматической свай *3*

Фундаменты с наклонными сваями (рис. 2.25, *a* – *в*) хорошо сопротивляются действию моментных нагрузок, с пирамидальными элементам (рис. 2.25 *г*, *д*) – действию вертикальных нагрузок. Односвайные фундаменты имеют высокие технико-экономические показатели, но требуют повышенного внимания к качеству работы.

2.15. ЖЕСТКИЕ СВАИ С КОНСОЛЬЮ

К жестким сваям относят сваи с $h/d \leq 1,5$. Сечение сваи может быть прямоугольным, круглым, тавровым, двутавровым (рис. 2.26). Сваи таврового и двутаврового сечения с консолью рекомендуют к применению в зданиях с каркасом из трехшарнирных рам или стрельчатых арок, передающих на фундаменты значительные горизонтальные нагрузки при углах наклона равнодействующих внешних сил $20 \dots 45^\circ$.

Сваи с консолью выпускают длиной 3; 4 и 5 м (табл. 2.7) при ширине полки и высоте ребра двух типоразмеров – 0,5 и 0,8 м; вылет консоли – 0,4 м, при опирании пяты рамы на консоль возникает изгибающий момент, направление которого противоположено моменту от распора. Рассмотрим методику расчета, разработанную А. В. Голли и В. М. Соколовым (Ленинград, СХИ, 1984). Расчетную вертикальную нагрузку на сваи с учетом влияния горизонтальной силы и момента определяют по формуле

$$P = \frac{m}{K_n} \left[RF + (u - b_1) \sum l_i f_i + (T_1 + T_2) f_{тр} \right],$$

где K_n – коэффициент надежности, принимается равным 1,25; m – коэффициент надежности, принимаемый равным 0,85 для текучепластических глинистых грунтов; мягкопластических – 0,9; песков мелких и пылеватых водонасыщенных – 0,95 и для остальных грунтов – 1; R – расчетное сопротивление под нижним концом сваи (см. табл. 2.7); u – периметр сваи; b_1 – ширина полки тавровой сваи или ширина сваи прямоугольного сечения или диаметр круглой сваи; f_i – расчетное сопротивление сдвигу по боковой поверхности i -го слоя (табл. 2.11); $f_{тр}$ – коэффициент трения (табл. 2.9); T_1 и T_2 – горизонтальные силы отпора грунта, действующие на грани сваи, надвигающиеся на грунт:

$$T_1 = K(b + b_1)\theta h_0^3 / 6; \quad T_2 = K(b + b_1)\theta \left(\frac{d_1^3}{3} - \frac{h_0 d_1^2}{2} + \frac{h_0^3}{6} \right),$$

K – коэффициент пропорциональности (табл. 2.10); d_1 – глубина погружения сваи; h_0 и θ – расстояние от поверхности грунта до точки поворота сваи в грунте и угол поворота сваи

$$h_0 = 0,79h;$$

$$\theta = \frac{T_0}{Kh \left[h \left(\frac{h_0}{2} - \frac{d_1}{3} \right) (b + b_1) - \frac{F}{2} (d_1 - h_0) \right]},$$

T_0 – горизонтальная нагрузка, действующая на уровне оголовка.

Расчетная величина горизонтального перемещения сваи в уровне опирания пяты рамы

$$U_r = \theta h_0 \leq [U_r] = 4 \text{ см.}$$

Осадка сваи $S \leq [S] = 10 \text{ см.}$

Усилия в свае на глубине Z и давление грунта q_z вычисляют по формулам:

$$M_z = T_0 Z - M_0 + N_0 \theta h_0 - \theta K \frac{Z^3}{6} \left(h_0 - \frac{Z}{2} \right) (b + b_1);$$

$$Q_z = T_0 - K \theta Z^2 \left(\frac{h_0}{2} - \frac{Z}{3} \right) (b + b_1);$$

$$q_z = \theta (h_0 - Z) K Z,$$

где N_0 , T_0 , M_0 – вертикальная, горизонтальная силы и момент в уровне пяты рамы.

В практике иногда применяют комбинированные фундаменты.

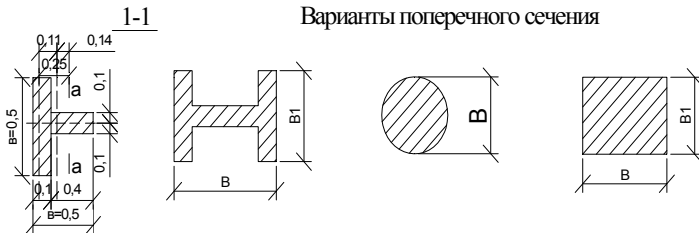
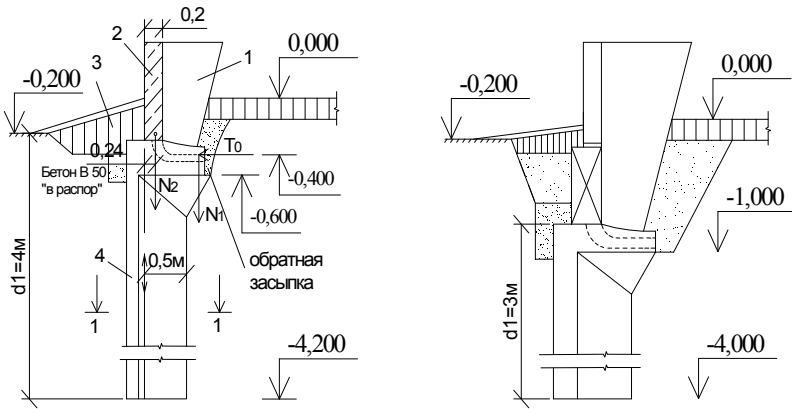


Рис. 2.26. Схема к расчету сваи таврового сечения с консолью:

1 – пята трехшарнирной рамы; 2 – стеновые панели; 3 – отмостка; 4 – свая

Таблица 2.7

Глубина заложения, м	Коэффициент пористости e	Расчетные сопротивления R , кПа·10 ³															
		Песчаные грунты					Глинистые грунты при I_L , равном										
		Гравелистые	Крупные	Средней крупности	Мелкие	Пылеватые	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	<0,55	9,1	8,3	3,9	2,5	1,5	6,5	5	3,9	2,7	1,0	1,4	1,0	0,8	0,6	0,45	0,3
2	0,7	7	6,4	3,0	1,9	1,2	5,4	4,2	3,2	2,3	1,7	1,2	0,86	0,68	0,5	0,37	0,25
	1,0	-	-	-	-	-	3,2	2,5	1,9	1,4	1,0	0,7	0,5	0,4	0,3	0,22	0,15
	<0,55	9,3	8,5	4,1	2,7	1,6	6,6	5,1	4,0	2,8	2,1	1,55	1,1	0,85	0,85	0,48	0,33
3	0,7	7,2	6,6	3,2	2,1	1,3	5,5	4,3	3,3	2,4	1,8	1,35	0,96	0,73	0,73	0,40	0,28
	1,0	-	-	-	-	-	3,3	2,6	2	1,5	1,1	0,85	0,6	0,45	0,45	0,24	0,17
	<0,55	9,4	8,6	4,2	2,8	1,7	6,7	5,2	4,1	2,9	2,2	1,65	1,2	0,9	0,66	0,51	0,36
4...5	0,7	7,3	6,7	3,3	2,2	1,4	5,6	4,4	3,4	2,5	1,9	1,45	1,05	0,78	0,56	0,43	0,31
	1,0	-	-	-	-	-	3,4	2,7	2,1	1,6	1,2	0,96	0,7	0,5	0,34	0,26	0,19

Таблица 2.8

Вид грунта	Длина свай 50×50 см при пролетах, м			Длина свай 80×80 см при пролетах, м		
	12	18	21	18	21	21
Шаг рам, м						
Глины и суглинки ($I_L < 0,1$), пески крупные средней плотности, супеси ($I_L < 0$)	3	3	3	6	6	6
	6	3	3			
Глины и суглинки ($I_L = 0,11 \dots 0,30$), пески средней крупности, средней плотности и плотные	3	3	3	–	–	–
	3	3	3			
Глинистые грунты ($I_L = 0,31 \dots 0,60$), пески мелкие и пылеватые средней плотности, плотные	3	3	3	–	–	3
	3	3...4	4			
Глинистые грунты ($I_L = 0,31 \dots 0,60$), пески мелкие и пылеватые средней плотности, плотные	3	4	4...5	3	3	4
	4	4...5	4...5			

Таблица 2.9

Вид грунта	Коэффициент трения $f_{тр}$
Глина твердая	0,30
Глина пластичная	0,20
Суглинок твердый	0,45
Суглинок пластичный	0,25
Супесь твердая	0,50
Супесь пластичная	0,35
Песок сухой	0,55
Песок влажный	0,45

Таблица 2.10

Вид грунта	K , $\text{кН/м}^4 \cdot 10^3$, при длине сваи, м		
	3	4	5
Глины и суглинки $I_L \leq 0$; пески крупные $0,55 \leq e \leq 0,7$	9...13	8...12	7...11
Глины и суглинки $0 \leq I_L \leq 0,5$; супеси $I_L \leq 0$; пески мелкие $0,6 \leq e \leq 0,75$; пески средней крупности $0,55 < e < 0,7$	4...9	3,5...8,0	3...7
Глины и суглинки $0,5 \leq I_L \leq 0,75$; супеси $0 \leq I_L \leq 1$; пески пылеватые $0,6 \leq e \leq 0,8$	2...4	1,5...3,5	1...3

Таблица 2.11

Средняя глубина слоя, м	Коэффициент пористости грунта в слое e	Расчетные сопротивления f_c , кПа									
		Песчаные грунты			Глинистые грунты при I_L , равном						
		Средней крупности	Мелкие	Пылеватые	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
	0,55	80	55	45	46	39	32	25	18	11	
1	0,7	60	40	30	45	37	30	23	16	9	
	1,0	–	–	–	42	33	25	20	12	6	
2...3	0,55	85	60	50	68	53	40	29	20	13	
	0,7	65	45	35	65	50	37	26	18	11	
	1,0	–	–	–	60	45	32	21	13	7	

2.16. БАЛКИ И ПЛИТЫ

Расчет фундаментных конструкций по способу коэффициента постели (гипотеза Фусса–Винклера) [19, 28, 36, 50, 59, 67, 77, 79, 90, 91].

Согласно этой гипотезе (рис. 2.27), грунт считается не обладающим распределительной способностью (рис. 2.27, а). Перемещения происходят в месте приложения нагрузки.

Давление на квадратную единицу опорной площади балки при ширине b

$$\omega(x) = bK,$$

где $\omega(x)$ – прогиб балки, см; K – коэффициент пропорциональности, МПа·см.

Уравнение изогнутой полосы при $\omega_n(x) = \omega_0(x) = \omega(x)$ имеет вид

$$\frac{d^2M}{dx^2} = \frac{dQ}{dx} = q(k) = q(x) - p(x)$$

или

$$D\omega^{IV}(x) = q(x) - p(x),$$

где $D = E_n I_n / (1 - \nu_n^2)$ – цилиндрическая жесткость; E_n – модуль упругости материала полосы; I_n – момент инерции поперечного сечения полосы; ν_n – коэффициент Пуассона полосы; p – давление на квадратную единицу опорной площади, МПа/см; q – внешняя нагрузка.

Если принять, что $b = 1$, $\omega(x) = 1$, то $\varphi(x) = K$.

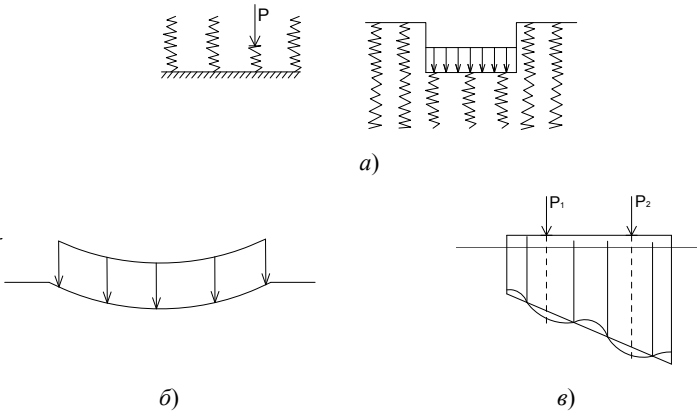


Рис. 2.27. Характер деформации поверхности грунта:

а – по гипотезе коэффициента постели; б – по опытам и по теории упругости;

в – эпюры контактных давлений; 1 – по гипотезе линейного распределения;

2 – по гипотезе Винклера

Уравнение изогнутой оси после введения допущения Винклера получит вид

$$D\omega^{IV}(x) + bK\omega(x) = \varphi(x)$$

или

$$\omega^{IV}(x) + 4a^4\omega(x) = F(x),$$

где

$$a = \sqrt{\frac{Kb}{4D}} \quad \text{и} \quad F(x) = \frac{1}{D}\varphi(x).$$

Величина a имеет размерность см^{-1} или м^{-1} .

Для нахождения решения уравнения рассматривают сначала соответствующее однородное уравнение

$$\omega^{IV}(x) + 4a^4\omega(x) = 0.$$

Это уравнение отвечает случаю, когда $\varphi(x) = 0$, т.е. распределенной нагрузки не имеется. Решение уравнения примет вид

$$\omega = Ae^{\beta x}.$$

После подстановки в предыдущее уравнение получим

$$Ae^{\beta x}(\beta^4 + 4a^4) = 0.$$

Так как $Ae^{\beta x} \neq 0$, то $\beta^4 + 4a^4 = 0$; $\beta_1 = (1+i)a$; $\beta_2 = (1-i)a$; $\beta_3 = -(1+i)a$; $\beta_4 = -(1-i)a$, то

$$\omega(x) = A_1e^{(1+i)ax} + A_2e^{(1-i)ax} + A_3e^{-(1+i)ax} + A_4e^{-(1-i)ax}.$$

Это уравнение линейное, по сумме или разности частных решений есть также частное решение

$$\frac{e^{(1+i)ax} + e^{(1-i)ax}}{2} = e^{ax} \frac{e^{iax} + e^{-iax}}{2} = e^{ax} \cos ax;$$

$$\frac{e^{(1+i)ax} - e^{(1-i)ax}}{2} = e^{ax} \frac{e^{iax} - e^{-iax}}{2} = e^{ax} \sin ax.$$

С учетом этого

$$\omega(x) = A_1e^{ax} \cos ax + A_2e^{ax} \sin ax + A_3e^{-ax} \cos ax + A_4e^{-ax} \sin ax.$$

Получив из уравнения $\omega(x)$, определяют

$$\text{tg} \delta = \omega'(x); \quad -M(x) = D\omega''(x); \quad -Q(x) = D\omega'''(x).$$

Расчет фундаментных конструкций методом Б. Н. Жемочкина.

Высота балки мала по сравнению с ее длиной. Тогда можно применить гипотезу плоских сечений и формулы сопротивления материалов для расчета прогибов. Силы трения и сцепления между балкой и основанием не учитывают [26].

Зависимость между нагрузкой на балку и ее прогибами, равными осадкам упругого основания, определяется следующим дифференциальным уравнением изогнутой оси балки:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{p}{EI},$$

где p – давление на упругое основание в какой-либо точке, равное его реакции; y – осадка в той же точке, находящейся на расстоянии x от единичной сосредоточенной силы ($y = f(x)$).

Эпюра осадок имеет вид, представленный на рис. 2.28. Ее можно использовать и как линию влияния (рис. 2.29).

Осадка в точке K от силы P равна произведению величины силы на ординату y под силой.

Приведем уравнения при действии нагрузки по кривой (рис. 2.30).

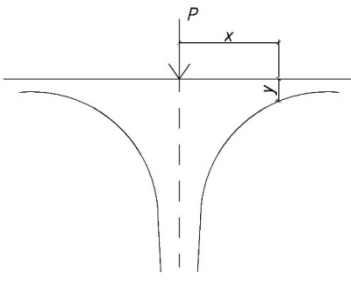


Рис. 2.28. Эпюра осадок при действии на основание сосредоточенной силы

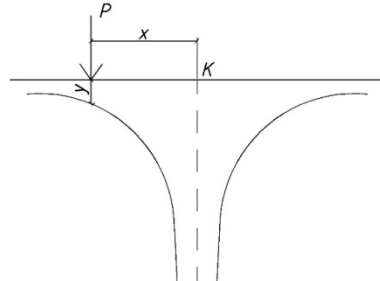


Рис. 2.29. Линия влияния осадки

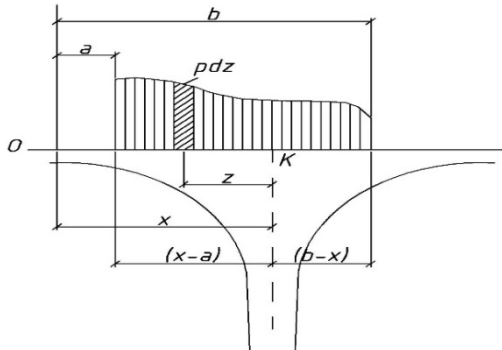


Рис. 2.30. Схема к определению осадки в точке K от распределенной нагрузки

Нагрузка P в каждой точке является неизвестной функцией F расстояния от начала координат. Определяется осадка в точке K . Для этого строится эпюра осадок от единичной силы, приложенной в этой точке. Эпюра является линией влияния осадки в точке K .

Осадка от нагрузки $p dz$ равна

$$p dz y = p dz f(z) dz.$$

Так как P является функцией расстояния от начала координат, то вместо P используют выражения $F(x-z)$ и $F(x+z)$.

Полная осадка в точке K равна

$$y = \int_0^{x-a} F(x-z) f(z) dz + \int_0^{b-x} F(x+z) f(z) dz.$$

Подставляя это уравнение и величину нагрузки в точке K $p = F(x)$, получаем интегро-дифференциальное уравнение

$$\frac{d^4}{dx^4} \left\{ \int F(x-z) f(x) dz + \int F(x+z) f(x) dz \right\} = -\frac{F(x)}{EI}.$$

Решение его представляет большие математические трудности. Кроме того, функция $F(x)$ неизвестна. Предложен следующий метод решения задачи. Основной целью является определение эпюры реакций основания. Предлагается эпюру реакций ограничить ступенчатой линией (рис. 2.31).

Осадки определяются для отдельных прямолинейных участков. Интенсивность давления на каждом участке заменяется равнодействующей, приходящейся на этот участок.

Связь между балкой и основанием осуществляется только в отдельных точках, находящихся в пределах прямолинейных участков эпюры (рис. 2.32).

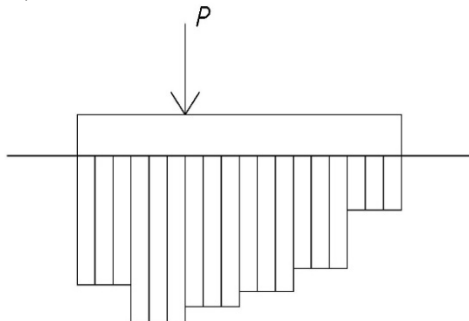


Рис. 2.31. Ступенчатая эпюра реактивных давлений основания

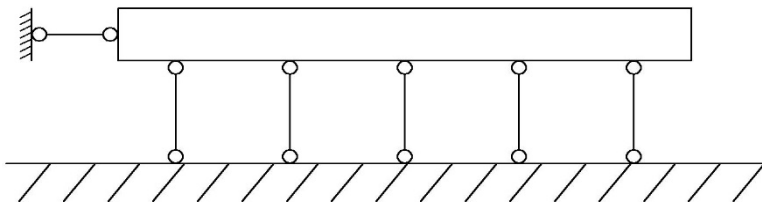


Рис. 2.32. Расчетная схема (статически неопределимая система)

Таким путем осуществляется переход от расчета балки на упругом основании к расчету балки на упругих опорах. Число их определяется желательной точностью расчета. Условные опоры представлены в виде абсолютно твердых стержней–связей, шарнирно присоединенных к балке и основанию. Такую статически неопределимую систему можно решать методом сил, перемещений или смешанным методом. Горизонтальный стержень поставлен для предотвращения перемещений в горизонтальном направлении.

Наиболее выгодным является смешанный способ решения задачи. Основную статически определимую систему выберем, введя условную заделку на одном конце балки и удалив все вертикальные стержни (рис. 2.33).

Неизвестными являются X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 , осадка балки в месте заделки y_0 и угол поворота φ_0 заделки. Для их нахождения составляются канонические уравнения. Каждое из них выражает условие, что суммарные перемещения по направлению каждой из сил равны нулю. Оно зависит от всех сил, осадки условной заделки y_0 , угла ее поворота φ_0 и нагрузки P .

Так, первое уравнение имеет вид

$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + X_4\delta_{14} + X_5\delta_{15} + y_0 + a_1\varphi_0 + \Delta_{1P} = 0.$$

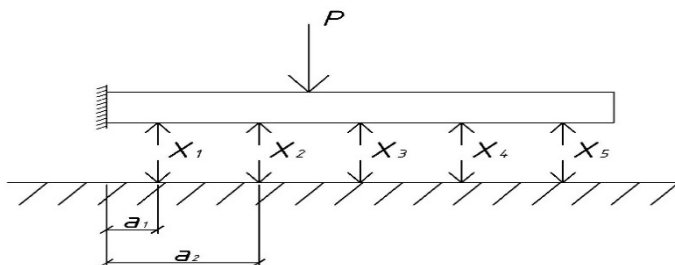


Рис. 2.33. Основная статически определимая система

Равенство уравнения нулю обозначает, что концы разрезанного стержня не сближаются и не расходятся. Перемещения δ состоят из перемещений от прогиба балки и осадки основания. Положительное направление перемещения y_0 принято вверх, а угла поворота – против часовой стрелки. Система состоит из пяти уравнений указанного вида и двух уравнений равновесия: сумма всех сил X равна нагрузке, момент в заделке равен нулю.

Перемещения от прогиба балки вычисляются без особых осложнений. Перемещения от осадки основания вычисляются с учетом ряда допущений. Считается, что в пределах каждого участка упругого основания приложена не сосредоточенная сила, а равномерно распределенная нагрузка. Задача о расчете балки на упругом основании может быть плоской (плоское напряженное основание и плоская деформация) или пространственной.

При плоском напряженном состоянии основание представляет собой бесконечную в стороны и вниз полуплоскость в виде пластинки. В направлении, перпендикулярном боковым граням основания, напряжения равны нулю, а деформации возможны. То же имеет место при расчете балки, лежащей на стене в ее плоскости.

В случае плоской деформации основание является безграничным в стороны и вниз полупространством, на котором расположена балка ограниченной длины, но бесконечной ширины. Нагрузка приложена к балке по линии, перпендикулярной длине. Двумя параллельными плоскостями вырезают слой толщиной, равной единице. По плоскости разреза деформации нет, но могут быть напряжения. Пространственная задача имеет место при расчете балки ограниченной длины и очень малой ширины, лежащей на упругом полупространстве.

Расчет осадки для полуплоскости. Пусть полуплоскость имеет толщину, равную единице. Сосредоточенную силу считают распределенной по линии, перпендикулярной полуплоскости на длине, равной единице (рис. 2.34, *a*).

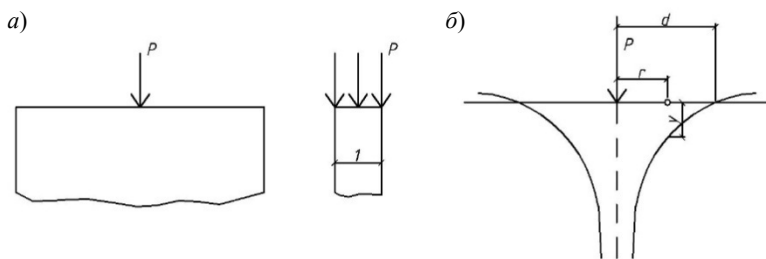


Рис. 2.34. Действие сосредоточенной силы к полуплоскости (*a*), эпюра осадок верхней грани полуплоскости (*б*)

Упругая осадка верхней грани происходит по кривой (рис. 2.34, б). Решение задачи дано Фламаном. Из него вытекает, что осадки для всех точек верхней грани бесконечно велики. В реальных условиях это не наблюдается, так как полуплоскость в чистом виде не встречается. Определяется не абсолютная величина осадки какой-либо точки на верхней границе полуплоскости, а разность осадок этой точки и некоторой, удаленной на расстоянии d от места приложения нагрузки. Расстояние d принимается произвольным, но достаточно большим по сравнению с размерами сооружения, для которого осадка y определяется по решению Фламана:

$$y = \frac{2P}{\pi E_0} \ln \frac{d}{r}.$$

Если единичная нагрузка равномерно распределена на длине c (рис. 2.35), то осадку в точке K можно определить по формуле

$$y = \frac{1}{c} \int_{x-c/2}^{x+c/2} \frac{2}{\pi E_0} \ln \frac{d}{\zeta} d\zeta.$$

После интегрирования имеем

$$y = \frac{1}{\pi E_0} (F + C),$$

где $F = f(x/c)$, $C = f(d/c)$ – табличные функции; d – расстояние до произвольной достаточно удаленной точки.

Если точка K находится в середине загруженного участка, то $x=0$ и $y = \frac{1}{\pi E_0} C$.

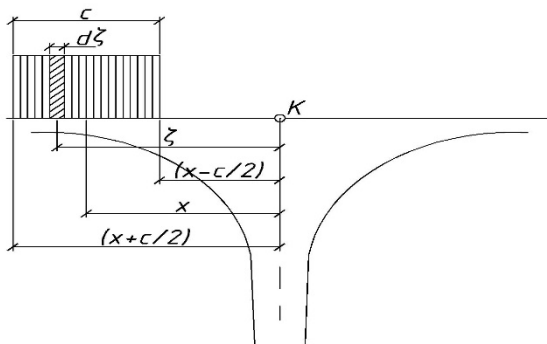


Рис. 2.35. Схема к определению осадки в точке K от равномерно распределенной нагрузки

Осадка для полупространства. Используется решение Буссинеска:

$$y = \frac{P(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 r},$$

где r – расстояние от точки приложения силы; μ_0 – коэффициент Пуассона материала основания.

Здесь получают абсолютные величины осадок. Нагрузка распределяется равномерно по площадке размерами bc (рис. 2.36).

Нагрузка на элемент $d\zeta d\eta$ равна

$$pd\zeta d\eta = \frac{d\zeta d\eta}{bc}.$$

Осадка в точке K от этой силы

$$y = \frac{d\zeta d\eta}{bc} \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 r}.$$

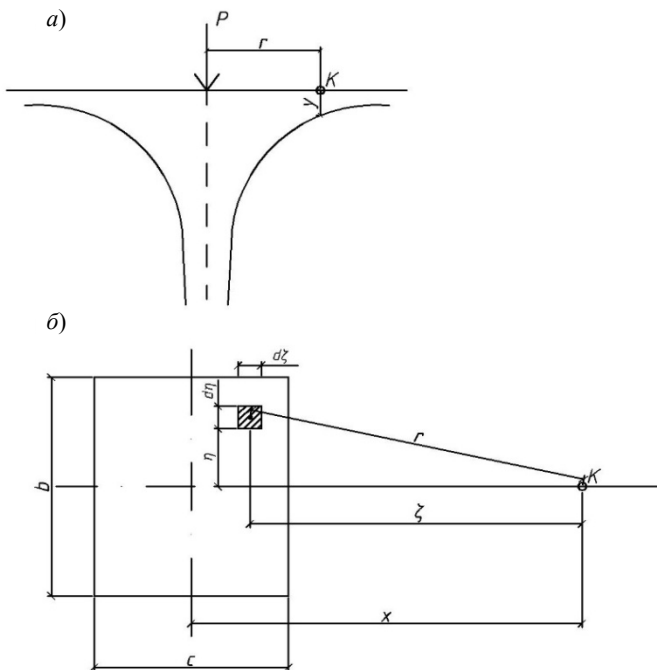


Рис. 2.36. Эпюра осадок от сосредоточенной силы на поверхности полупространства (а), схема к определению осадки в точке K от равномерно распределенной нагрузки, действующей на прямоугольник (б)

Осадка в точке K от нагрузки на весь прямоугольник

$$y = \int_{\zeta=x-c/2}^{\zeta=x+c/2} 2 \int_{\eta=0}^{\eta=b/2} \frac{(1-\mu_0^2)}{bc\pi E_0 r} d\zeta d\eta = \frac{2(1-\mu_0^2)}{bc\pi E_0} \int_{\zeta=x-c/2}^{\zeta=x+c/2} \int_{\eta=0}^{\eta=b/2} \frac{d\zeta d\eta}{\sqrt{\zeta^2 + \eta^2}}$$

После интегрирования

$$y = \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 c} F,$$

где $F = f(b/c, x/c)$ – функция, определяемая по таблицам [13].

Расчет балок на упругом полупространстве. Балку по длине мысленно разбивают на участки равной длины (рис. 2.37). Их количество принимают произвольным исходя из желательной точности расчета.

В середине каждого участка между балкой и основанием мысленно поставим абсолютно жесткие стержни. Горизонтальные стержни поставлены для обеспечения неизменности системы. В местах установки вертикальных стержней вводится допущение о равенстве перемещений балки и основания. Нагрузку на основание от каждого стержня считают равномерно распределенной по площади bc (b – ширина балки). Фактически нагрузка неравномерная как в продольном, так и в поперечном направлении. Чем шире балка, тем больше неточность. Широкие балки рассчитывают как плиты.

Расчет ведется смешанным методом. Вводятся заделки в каком-либо сечении, чаще на конце балки или в ее середине. Мысленно удаляют опорные стержни, а их действие заменяют действием неизвестных сил X_1, X_2, \dots

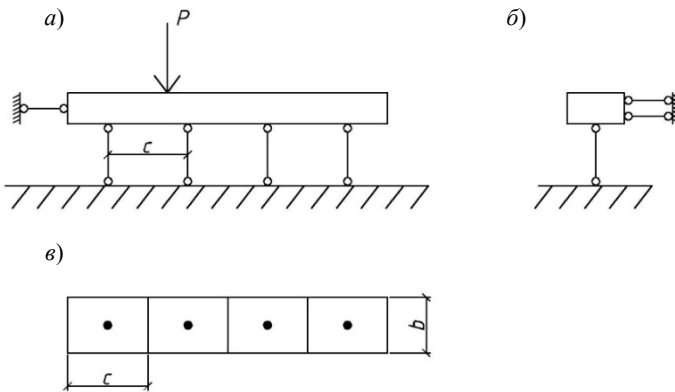


Рис. 2.37. Расчетная схема балки в продольном (а) и поперечном (б) сечениях, расположение фиктивных стержней в плане (в)

Неизвестными являются сила X_i , осадка y_0 и угол поворота φ_0 в месте условной заделки. Канонические уравнения составляют из условий, что суммарные перемещения по направлению каждого разрезанного стержня равны нулю. Для системы с четырьмя опорными стержнями они имеют вид:

$$\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + X_4\delta_{14} + y_0 + \varphi_0 a_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + X_4\delta_{24} + y_0 + \varphi_0 a_2 + \Delta_{2p} &= 0; \\ X_1\delta_{31} + X_2\delta_{32} + X_3\delta_{33} + X_4\delta_{34} + y_0 + \varphi_0 a_3 + \Delta_{3p} &= 0; \\ X_1\delta_{41} + X_2\delta_{42} + X_3\delta_{43} + X_4\delta_{44} + y_0 + \varphi_0 a_4 + \Delta_{4p} &= 0; \\ X_1 + X_2 + X_3 + X_4 - \sum P &= 0; \\ X_1 a_1 + X_2 a_2 + X_3 a_3 + X_4 a_4 - \sum M_p &= 0. \end{aligned}$$

Здесь a_k – расстояние от силы X_k до условной заделки (рис. 2.38); $a_k \varphi_0$ – перемещение, вызванное углом поворота; $\delta_{k1}, \delta_{k2}, \delta_{k3}, \dots$ – перемещения по направлению силы X_k от единичных сил, приложенных в точках 1, 2, 3, ...; Δ_{kp} – перемещение по направлению силы X_k от внешней нагрузки; P – вертикальная сила; M_p – моменты от сил P .

Перемещение в точке K от действия единичной силы, приложенной в точке J (δ_{ki}), состоит из осадки основания y_{ki} и прогиба балки v_{ki} (рис. 2.39), т.е.

$$\delta_{ki} = y_{ki} + v_{ki}.$$

Величина осадки основания

$$y_{ki} = \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0 c} F_{ki}.$$

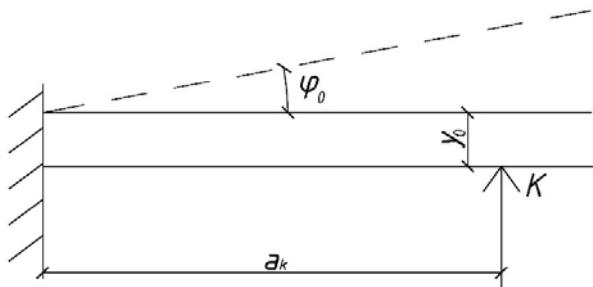


Рис. 2.38. Схема к определению перемещений балки

Функция $F_{ki} = f(b/a)$ определяется расстоянием между точкой приложения силы и точкой, где определяется перемещение. Прогиб балки определяется по формуле Максвелла–Мора, т.е.

$$v_{ki} = \int \frac{M_k M_i}{EI} dx.$$

Решение сводится к перемножению эпюр M_k и M_i от единичных сил.

Если $a_i > a_k$, то площадь эпюры M_k умножим на ординату против ее центра тяжести, взятую из эпюры M_i , равную $(a_i - a_k/3)$.

Тогда

$$v_{ki} = \frac{a_k^2}{2} (a_i - a_k/3) \frac{1}{EI} = \frac{a_k^2 (3a_i - a_k)}{6EI}.$$

При $a_i < a_k$ необходимо a_i и a_k поменять местами.

Формулу можно переписать в виде

$$v_{ki} = \frac{c^3}{6EI} \omega_{ki},$$

$$\omega_{ki} = \left(\frac{a_k}{c} \right)^2 (3a_i/c - a_k/c).$$

Полное перемещение

$$\delta_{ki} = \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0 c} F_{ki} + \frac{c^3}{6EI} \omega_{ki}$$

или

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha \omega_{ki},$$

где α – некоторый постоянный для данной балки коэффициент:

$$\alpha = \frac{\pi E_0 c^4}{6EI(1 - \mu_0^2)}.$$

Напомним, что EI – жесткость балки, а E_0 и μ_0 – модуль деформации и коэффициент Пуассона для грунта. В случае постоянного сечения балки $\alpha = \text{const}$. Когда найдены все неизвестные, интенсивность реакции основания определяется делением X на c . При построении эпюры осадок сначала находятся осадки от каждой силы, а затем результаты складываются.

Осадка в месте условной заделки

$$Y_0 = \frac{y_0(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0 c}.$$

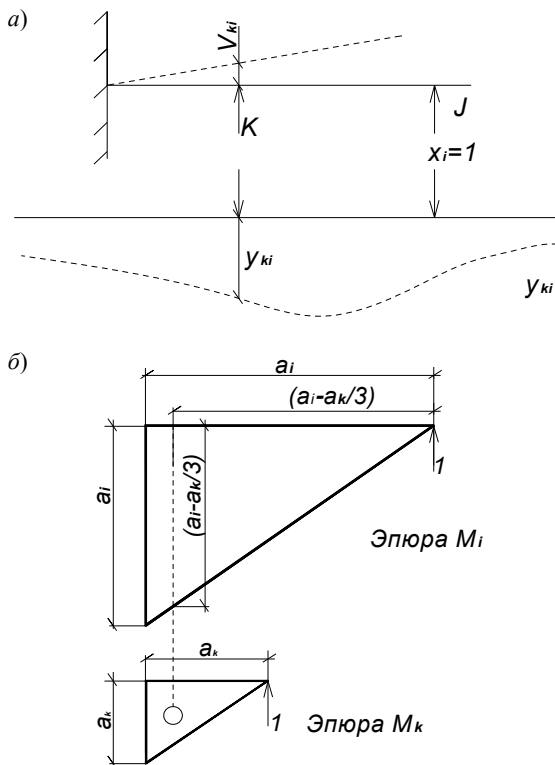


Рис. 2.39. Перемещение балки основания в точке K от силы, приложенной в точке J (а), схемы к определению прогиба балки (б)

Выбор расчетных схем. Число неизвестных можно значительно сократить, если принять симметричную систему нагружения (рис. 2.40).

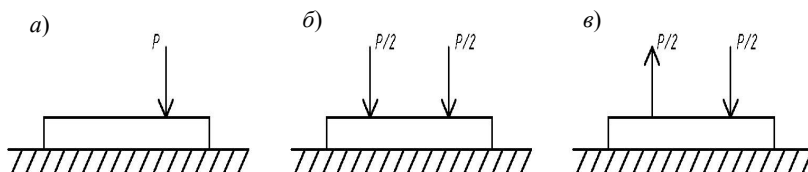


Рис. 2.40. Приведение несимметричной нагрузки (а) к симметричной (б) и обратно симметричной (в)

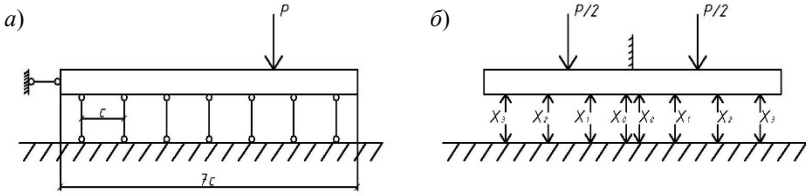


Рис. 2.41. Основная система (а) и расчетная схема для симметричной нагрузки (б)

Жесткий стержень и заделку следует разместить в середине балки (рис. 2.41) и принять нечетное число участков.

Нагрузку разбивают на симметричную и обратно симметричную. Основная система также будет симметричной. Силы X с одной стороны будут попарно равны силам с другой. Угла поворота в заделке не будет. Осадка y_0 неизвестна.

Для принятого примера уравнения имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} X_0\delta_{00} + X_1\delta_{01} + X_2\delta_{02} + X_3\delta_{03} + y_0 &= 0; \\ X_0\delta_{10} + X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + y_0 + \Delta_{1p} &= 0; \\ X_0\delta_{20} + X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + y_0 + \Delta_{2p} &= 0; \\ X_0\delta_{30} + X_1\delta_{31} + X_2\delta_{32} + X_3\delta_{33} + y_0 + \Delta_{3p} &= 0; \\ X_0 + X_1 + X_2 + X_3 - P/2 &= 0. \end{aligned} \right\}$$

При вычислении перемещений осадок учитывают силы справа и слева, а прогибов – только с одной стороны. Для обратно симметричного направления силы, расположенные на одинаковом расстоянии слева и справа от заделки, попарно взаимно равны, но противоположно направлены (рис. 2.42). Сила X_0 и осадка исчезают, но появляется угол поворота.

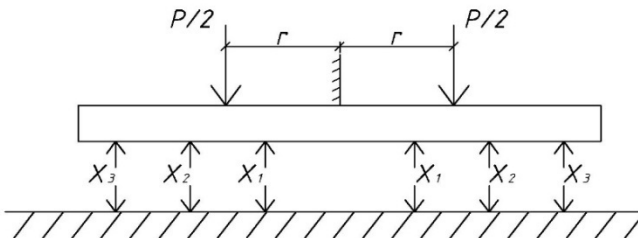


Рис. 2.42. Основная система при расчете балки на действие симметричной нагрузки

Уравнения равновесия составляют из условия, что сумма моментов относительно сечения, где введена заделка, равна нулю:

$$\left. \begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + \varphi_0 a_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + \varphi_0 a_2 + \Delta_{2p} &= 0; \\ X_1\delta_{31} + X_2\delta_{32} + X_3\delta_{33} + \varphi_0 a_3 + \Delta_{3p} &= 0; \\ X_1 a_1 + X_2 a_2 + X_3 a_3 - \frac{P}{2} r &= 0. \end{aligned} \right\}$$

Расчет прямоугольных плит. Плиту условно разбивают на равновеликие квадраты или прямоугольники. В их серединах помещены опорные стержни (рис. 2.43).

При выборе основной системы разрезают стержни и вместо них прикладывают неизвестные силы. Заделку целесообразно поместить в центре, используя симметрию системы.

Уравнения составляют обычным порядком. Перемещения зависят от осадки основания и прогиба плиты. Осадки основания определяют по таблице, заменяя квадраты или прямоугольники равновеликими кругами.

Значительные затруднения возникают при определении прогибов плиты. Общего решения в замкнутой форме для плиты, имеющей заделку в какой-либо точке, не существует.

Предложен приближенный прием расчета, заключающийся в замене плиты рядом перекрывающихся балок. Крутящие моменты в плите при этом не учитывают.

В целях упрощения заменяют плиту балками, идущими в поперечном и в продольном направлениях (рис. 2.44).

Метод Б. Н. Жемочкина использован в работах [5, 13, 14, 45].

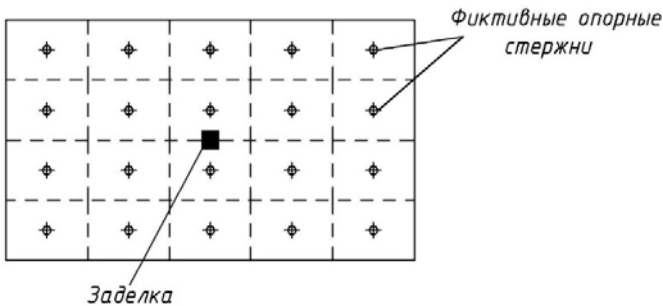


Рис. 2.43. Схема размещения опорных стержней и заделки

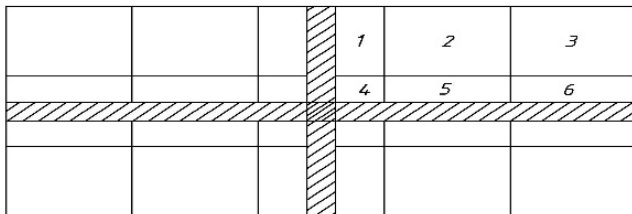


Рис. 2.44. Схема замены плиты на пересекающиеся балки

Связь между балками будет только в местах пересечения их осей, обе системы балок имеют свои опорные стержни; в середине каждого квадрата (или прямоугольника) будет два опорных стержня (рис. 2.45).

Заделка расположена в серединах балок в точках 1, 4, 5, 6. За неизвестные приняты силы X и осадки точек 1, 4, 5, 6 в середине квадратов на рис. 2.44.

Число неизвестных всегда достаточно велико. В данном примере будет шесть неизвестных сил, приложенных к системе продольных балок (обозначим их X_I, X_2, \dots, X_6), и шесть, приложенных к системе поперечных балок (обозначим их $X_I, X_{II}, \dots, X_{VI}$), кроме того, четыре неизвестные осадки. При обратно симметричной нагрузке вместо осадок неизвестными будут углы поворота.

Для примера, уравнение, выражающее условие, что суммарное перемещение по направлению силы X_2 (т.е. по направлению усилия в стержне, помещенном в точке 2 и соединенном с продольной балкой 1–3), равно нулю:

$$X_I \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + X_4 \delta_{24} + X_5 \delta_{25} + X_6 \delta_{26} + X_I \delta_{2I} + X_{II} \delta_{2II} + X_{III} \delta_{2III} + X_{IV} \delta_{2IV} + X_V \delta_{2V} + X_{VI} \delta_{2VI} + y_1 = 0.$$

Если внешняя нагрузка приложена к балке 1–3, то в уравнение войдет еще Δ_{2p} . Нагрузку можно с одинаковым правом прилагать как к той, так и другой системе балок.

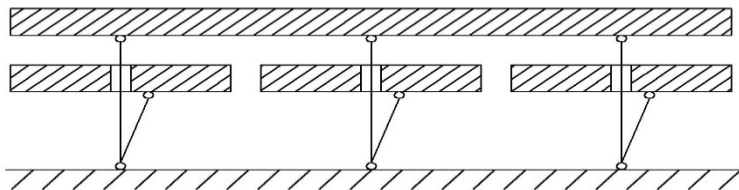


Рис. 2.45. Схема расположения балок и опорных стержней

Перемещения δ_{22}, δ_{23} зависят от деформации основания и от прогиба продольной балки $l - 3$. Все же остальные перемещения зависят только от деформации основания, так как прочие силы X в балке $l - 3$ непосредственно не приложены. При определении деформаций основания нужно учитывать единичные силы, действующие на основание во всех четвертях плиты.

Решение С. В. Босакова. Рассматривается плита постоянной жесткости на упругом основании. Задача сводится к решению дифференциального уравнения изгиба:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q(x, y) - p(x, y)}{D},$$

где $\omega(x, y)$ – осадка плиты; D – цилиндрическая жесткость плиты; $q(x, y)$ – распределенная внешняя нагрузка; $p(x, y)$ – реактивные давления в контактной зоне плиты при однородных граничных условиях на свободных краях плиты для изгибающих моментов и приведенных поперечных сил.

В основу решения положен способ Б. Н. Жемочкина. Поверхность плиты, контактирующую с упругим основанием, разбивают на участки подходящей формы. В центре каждого участка ставится абсолютно жесткая связь, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием. Считают, что усилие в каждой связи вызывает равномерную эпюру реактивных давлений в пределах каждого участка на упругом основании. Образованная многократно статически неопределимая система рассчитывается смешанным методом строительной механики. За неизвестные принимаются усилия в связях, линейное и угловое перемещения, введенные в месте защемления.

Система уравнений способа Б. Н. Жемочкина для решения поставленной задачи имеет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{k=1}^n (\delta_{ik} X_k + \varphi_{0x} y_i + \varphi_{0y} x_i + u_0) + \Delta_{ip} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n X_k y_k + M_{px} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n X_k x_k + M_{py} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n X_k + Q, \end{array} \right.$$

где n – число участков на плите; δ_{ik} – взаимное перемещение концов разрезанной связи с номером i от действия единичных усилий, приложенных к разрезанной связи с номером k ; Δ_{ip} – прогиб центра участка с номером i для плиты с защемленной нормалью от действия внешней нагрузки; X_k – усилие в связи с номером k ; $\varphi_{0x}, \varphi_{0y}, u_0$ – углы поворота введенного на плите защемления относительно осей координат O_x, O_y и его линейное перемещение; $M_{px}M_{py}$ – моменты равнодействующей внешней нагрузки Q относительно осей координат.

Величина δ_{ik} зависит от усадок упругого основания и прогибов рассчитываемой плиты с защемленной нормалью и определяется формулой

$$\delta_{ik} = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 b} (F_{ik} + \beta \omega_{ik}),$$

где F_{ik} – безразмерная функция для определения осадки центра участка на поверхности упругого основания с номером i от действия единичной силы, равномерно распределенной по участку с номером k поверхности упругого основания; ω_{ik} – прогиб центра участка с номером i плиты с защемленной нормалью от действия единичной силы, приложенной к центру участка с номером k той же плиты; β – показатель гибкости; b – некоторый характерный размер плиты; E_0, ν_0 – модуль деформации и коэффициент Пуассона упругого основания.

Значительные затруднения вызывает определение прогибов плиты с защемленной нормалью от действия единичной сосредоточенной силы ω_{ik} . Применен метод Ритца для определения искомых прогибов. В качестве координатных функций принято решение для бесконечной плиты с защемленной нормалью и только те частные решения Клебша, которые удовлетворяют геометрическим граничным условиям в защемлении:

$$W(x, y) = W_0(x, y) + A_{22} \frac{2xy}{b^2} + B_{22} \frac{x^2 - y^2}{b^2} + A_{31} \frac{x(x^2 - y^2)}{b^3} + B_{31} \frac{y(x^2 - y^2)}{b^3} + \Lambda;$$

$$W_0(x, y) = \frac{b^2}{16\pi D} \left\{ - \left[\left(\frac{x - \xi}{b} - \frac{\xi}{b} \right)^2 + \left(\frac{y - \eta}{b} - \frac{\eta}{b} \right)^2 \right] \times \right. \\ \times \ln \left[\left(\frac{x - \xi}{b} - \frac{\xi}{b^2} \right) + \left(\frac{y - \eta}{b} - \frac{\eta}{b^2} \right) \right] - 2 \left(\frac{x\xi}{b^2} + \frac{y\eta}{b^2} \right) \left[1 + \ln \left(\frac{\xi^2}{b^2} + \frac{\eta^2}{b^2} \right) \right] + \\ \left. + \left(\frac{\xi^2}{b^2} + \frac{\eta^2}{b^2} \right) \ln \left(\frac{\xi^2}{b^2} + \frac{\eta^2}{b^2} \right) + \left(\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) \ln \left(\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) \right\},$$

где $W_0(x, y)$ – функция прогибов бесконечной плиты с защемленной нормалью от действия единичной сосредоточенной силы, приложенной к точке плиты с защемленной нормалью с координатами ξ, η ; A_{ik}, B_{ik} – неопределенные коэффициенты при координатных функциях, зависящие от положения единичной силы на плите, размеров и жесткости плиты.

Каждое из частных решений Клебша удовлетворяет бигармоническому уравнению, т.е. уравнению равновесия для изгибаемой плиты с защемленной нормалью при действии на нее сосредоточенной силы. Можно показать, что выбранная система координатных функций позволяет описать прогибы плиты с защемленной нормалью с любой степенью точности. Так как геометрические граничные условия в защемлении находятся соответствующим подбором координатных функций Клебша, то остается выполнить статические граничные условия на краях плиты из требования минимума функционала полной энергии плиты и действующей на нее силы. Функционал полной энергии с защемленной нормалью и действующей на нее сосредоточенной единичной силы вычисляют по формуле

$$E = \frac{D}{2} \iint_{\Omega} \left\{ \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1 - \nu_p) \left[\frac{\partial^2 W \partial^2 W}{\partial x^2 \partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy - W(\xi, \eta),$$

где ν_p – коэффициент Пуассона материала плиты; Ω – площадь плиты; D – ее жесткость.

Дифференцируя квадратичный функционал по каждому из неизвестных коэффициентов A_{ik}, B_{ik} , получаем систему линейных алгебраических уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial E}{\partial A_{22}} = 0; \\ \frac{\partial E}{\partial B_{22}} = 0; \\ \frac{\partial E}{\partial A_{31}} = 0, \end{cases}$$

из решения которых находят искомые коэффициенты. После этого определяют прогибы плиты с защемленной нормалью и коэффициенты канонических уравнений. Это позволяет решить систему и найти усилия в связях. Осадки точек плиты определяют по формуле

$$W_i = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 b} \sum_{k=1}^n F_{ik} X_k.$$

После этого численным дифференцированием осадок по методу конечных разностей находят усилия в плите. При этом используют законтурные узлы, значения осадок в которых определяют из статических граничных условий по краям плиты на упругом основании для изгибающих моментов и поперечных сил.

Расчет фундаментных конструкций методом М. И. Горбунова-Посадова. Дифференциальное уравнение изгиба балки имеет вид

$$q(x) - p(x) = \frac{E_1 I}{b} \frac{d^4 y(x)}{dx^4},$$

где $p(x)$ – реактивное давление; $q(x)$ – внешняя активная распределенная нагрузка; $E_1 I$ – жесткость балки; x – абсциссы точки нейтральной оси.

Безразмерный показатель жесткости балки определяют по формуле

$$t = \frac{(1 - \nu_1^2) \pi E_0 b' l^3}{(1 - \nu_0^2) 4 E_1 I} \approx 10 \frac{E_0}{E_1} \frac{l^3}{h^3},$$

где E_1, ν_1 – модуль упругости и коэффициент Пуассона материала балки; b', l, h, I – ширина, полудлина, высота и момент инерции полосы соответственно.

Давление балки на грунт $p(x, y)$ связано с осадками грунта под балкой зависимостью, полученной из формулы Буссинеска

$$\omega(x, y) = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0} \iint_{-a-b}^a \frac{p(\bar{x}, \bar{y}) d\bar{x} d\bar{y}}{\sqrt{(\bar{x} - x)^2 + (\bar{y} - y)^2}},$$

где x, y – координаты смещающейся точки поверхности основания; \bar{x}, \bar{y} – координаты элемента реактивных давлений; a, b – полудлина и полуширина подошвы балки.

Решение выполняют исходя из дифференциального уравнения изгиба балки, выражения для осадок $\omega(x, y)$, тождества прогибов балок и осадки грунта

$$y(x, y) = \omega(x, y)$$

и условия равновесия

$$\int_{-a-b}^a \int^b p(x, y) dx dy = P.$$

Горбунов-Посадов М. И. в качестве исходного уравнения для реактивных давлений принял [8] двойной степенной ряд с неизвестными коэффициентами. Для случая симметричной нагрузки относительно осей X и Y этот ряд имеет вид

$$p(x, y) = a_0 + a_{20}x^2 + a_{02}y^2 + a_{40}x^4 + a_{22}x^2y^2 + a_{04}y^4 + \dots,$$

выражение для осадки можно получить в виде двойного степенного ряда

$$\omega(x, y) = A_0 + A_{20}x^2 + A_{02}y^2 + A_{40}x^4 + A_{22}x^2y^2 + A_{04}y^4 + \dots$$

Коэффициенты этого ряда $A_{2i, 2k}$ являются линейными функциями коэффициентов $a_{2i, 2k}$.

Распределение давления от балки в поперечном направлении будет иметь тот же вид, что и распределение по Садовскому под бесконечно жесткой полосой.

Под балками подразумевают конструкции при отношении полудлины a к полуширине b , $a/b = \alpha \geq 7$ (рис. 2.46).

Балку считают жесткой при $t \leq 0,5$. Кроме того, если $a/b < 20$, то балку считают жесткой при $0,5 \leq t \leq 1$.

Упругая характеристика балки определяется по формуле

$$L = \sqrt[3]{\frac{3E_1I(1-\nu_0^2)}{b'E_0}}.$$

Балку принимают за длинную, если при:

$$\beta < 0,15 \dots \dots \dots \lambda > 1;$$

$$\beta \leq 0,3 \dots \dots \dots \lambda > 2;$$

$$\beta \leq 0,5 \dots \dots \dots \lambda > 3,5,$$

где $\beta = b/L = b'/2L$; $\lambda = \alpha/L$.

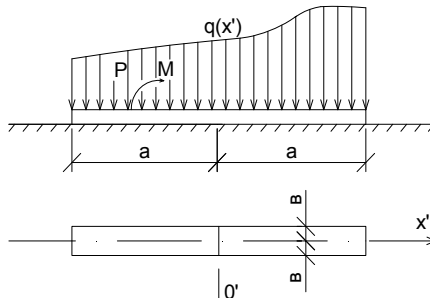


Рис. 2.46. Схема обозначения при расчете балок на упругом полупространстве

Для расчета жестких балок служат таблицы безразмерных величин, определяющих реактивное давление p , поперечные силы Q , изгибающие моменты M и осадку Y . Балка может быть нагружена распределенной (прерывной или непрерывной) нагрузкой $q(x)$, сосредоточенными силами P , изгибающими моментами M_i .

При действии силы P_0 определяют

$$p = \bar{p}_0(P_0/b'\alpha); \quad Q = \pm \bar{Q}_0 P_0; \quad M = \bar{M}_0 P_0 \alpha;$$

$$Y = \bar{Y}_0 \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} \frac{P_0}{\alpha}; \quad \text{tg}\varphi = 0.$$

Безразмерные величины $\bar{p}, \bar{Q}, \bar{M}, \bar{Y}, \text{tg}\varphi = \varphi(x, \alpha)$.

При действии момента M_0 определяют

$$p = \pm \bar{p}_1 \frac{m_0}{b'a^2}; \quad Q = \bar{Q}_1 \frac{m_0}{a}; \quad M = \pm \bar{M}_1 M_0;$$

$$y = \pm \text{tg}\varphi_1 \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} x \frac{m_0}{a^2};$$

$$\text{tg}\varphi = \pm \text{tg}\varphi_1 \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} \frac{m_0}{a_0}.$$

Верхний знак относится к кривой половине балки, нижний к левой. Величина X обозначает приведенное к полудлине балки расстояние до рассчитываемого сечения от середины балки ($x = x'/a$, где x' – действительное расстояние).

В случае действия любой нагрузки действительную нагрузку заменяют эквивалентной, состоящей из совокупности силы P_0 и момента M_0 , приложенных в середине балки. Под эквивалентной подразумевают нагрузку, вызывающую идентичные реактивные давления, а также осадку балки. Тогда реактивные давления могут быть определены по формуле

$$p = \bar{p}_0(P/b'a) \pm \bar{p}_1(m_0/b'a^2);$$

$$Q(x) = \pm \bar{Q}_0 P_0 + \bar{Q}_1 \frac{m_0}{a} - Q_{\text{бн}};$$

$$Q_{\text{бн}} = \sum P_x - P_0,$$

где $\sum P_x$ – суммарная величина нагрузки, т.е. часть площади эпюры $q(x)$ и часть сил P_i , приложенных на участке от левого конца балки до рассчитываемого сечения.

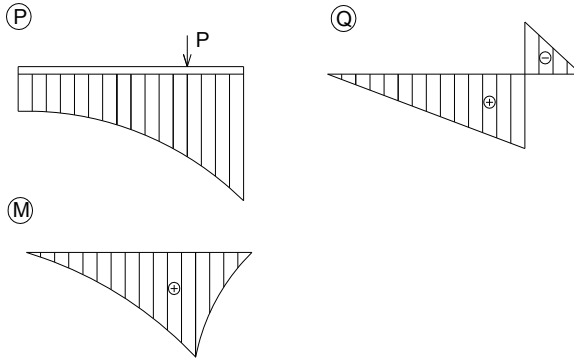


Рис. 2.47. Эпюры контактных давлений, поперечных сил и изгибающих моментов

Эпюру изгибающих моментов определяют по формуле

$$M = \bar{M}_0 P_0 a \pm \bar{M}_1 m_0 + M_{bн}.$$

Величину $M_{bн}$ для правой половины балки определяют по формуле

$$M_{bн} = \sum M_{mx} \sum m_x + P_0 a_x - m_0,$$

где $\sum M_x$ – сумма моментов относительно рассчитываемого сечения X от той части распределенной нагрузки q и от тех сил P_i , которые приложены левее сечения.

Для левой половины балки

$$M_{bн} = \sum M_x + \sum m_x.$$

Пример очертания эпюр при действии сосредоточенных сил показан на рис. 2.47.

Расчет балок и плит по методу В. И. Соломина. Зависимость перемещения $\omega(x, y)$ поверхности линейно-упругого основания от вертикальной нагрузки $p(\xi, \eta)$ представляют в интегральной форме

$$\omega(x, y) = \int_A p(\xi, \eta) K(x, y, \xi, \eta) d\xi d\eta,$$

где $K(x, y, \xi, \eta)$ – ядро интегрального уравнения, которое определяется как перемещения поверхности основания с координатами x, y от действия вертикальной сосредоточенной силы, равной единице, приложенной к поверхности основания в точке с координатами ξ, η .

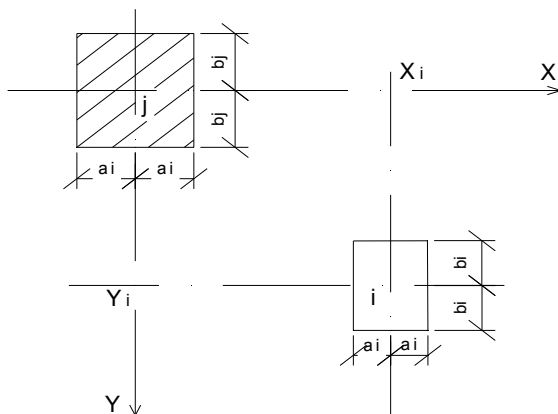


Рис. 2.48. К расчету единичных осадок

В расчетах фундаментных конструкций численными методами плоскости контакта A конструкции и основания представляют в виде отдельных участков A_i ($i = 1, 2, \dots, n$) (рис. 2.48). Реактивные давления P_i в пределах каждого из них принимают постоянными.

В этом случае интегральная зависимость может быть представлена в виде

$$\left. \begin{aligned} \omega_1 &= S_{11}P_1 + S_{12}P_2 + \dots + S_{1i}P_i + \dots + S_{1n}P_n; \\ \omega_2 &= S_{21}P_1 + S_{22}P_2 + \dots + S_{2i}P_i + \dots + S_{2n}P_n; \\ \omega_i &= S_{i1}P_1 + S_{i2}P_2 + \dots + S_{ii}P_i + \dots + S_{in}P_n; \\ \omega_n &= S_{n1}P_1 + S_{n2}P_2 + \dots + S_{ni}P_i + \dots + S_{nn}P_n \end{aligned} \right\}$$

или в матричной форме

$$\{\omega\} = [S] \{P\},$$

где $\{\omega\}$ – вектор перемещений, каждый элемент которого ω_i – есть осредненное в пределах i -го участка перемещения поверхности основания; $[S]$ – матрица единичных осадок; $\{P\}$ – вектор реактивных давлений.

Элемент S_{ij} матрицы $[S]$ есть средняя осадка i -го участка поверхности основания от давления единичной интенсивности, действующего в пределах j -го участка поверхности основания. Обращая матрицу $[S]$, можно определить вектор реактивного давления:

$$\{P\} = [C] \{\omega\},$$

где $[C] = [S]^{-1}$ – матрица единичных реакций основания.

Элемент C_{ij} матрицы $[C]$ есть среднее реактивное давление на участке i , вызванное перемещением участка j поверхности основания на единицу.

Из теоремы о взаимности работ

$$S_{ij}A_i = S_{ji}A_j; C_{ij}A_i = C_{ji}A_j.$$

Выделяют две стадии деформирования балок: без трещин ($M < M_{cre}$) и с трещинами ($M = M_{cre}$) (рис. 2.27, в). Так как $x = M/B$, жесткость соответственно вычисляют по уравнениям в сжатой и растянутой зонах:

$$B = B_0 = 0,85E_b I_{red} / \Phi_{b2};$$

$$B = h_0^3(1 - 0,5\xi) / [\psi_s / (E_s A_s) + \psi_b / (\xi_b h_0 \nu_b E_b)],$$

где Φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести (СНиП 2.03.01–84).

Жесткость B представляет собой тангенс угла наклона секущей OA к оси кривизны:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{M}{\alpha} = B.$$

В предельной стадии $B = M_u / \alpha_u$, если $\alpha \geq \alpha_3$.

Расчет балки сводится к совместному решению уравнений:

$$\alpha = M / B;$$

$$d^2 M / dx^2 = p - q;$$

$$x = -d^2 \omega / dx^2,$$

где p – интенсивность реактивных давлений; q – интенсивность внешней нагрузки; ω – вертикальное перемещение; x – координатная ось, совпадающая с осью балки; B – жесткость при изгибе.

$$B = \mu_s E_s h_0^3 (1 - 0,5\xi_m)(1 - \xi_m) / \psi_s,$$

где $\mu_s = A_s / (bh_0)$ – коэффициент армирования;

$$\xi_m = -0,5\alpha_\xi + \sqrt{(0,5\alpha_\xi)^2 + \alpha_\xi};$$

$$\alpha_\xi = \mu_s \alpha / (\psi_s \nu_s); \alpha = E_s / E_b;$$

ψ_s – коэффициент, учитывающий работу бетона растянутой зоны и представляющий собой отношение средних деформаций растянутой арматуры на участке с трещинами к деформациям арматуры в сечении

с трещиной; ν – коэффициент, учитывающий пластические деформации бетона и представляющий собой отношение упругих деформаций бетона к полной деформации.

Если трещины отсутствуют, т.е. $B = B_0$, то задача сводится к решению линейного уравнения

$$B_0(d^4\omega/dx^4) = q - p,$$

при этом перемещения ω , внутренние силовые факторы q , реактивные давления p и другие параметры НДС пропорциональны внешней нагрузке.

Для балок с трещинами уравнения $\alpha = M/B$ – нелинейны. В этом случае

$$B(d^4\omega/dx^4) + 2(dB/dx)(d^3\omega/dx^3) + (d^2B/dx^2)x(d^2\omega/dx^2) = q - p.$$

Жесткость здесь является функцией не только координаты x , но и неявной функции кривизны.

Совершенствование метода расчета балок на упругом основании. В [22] приведен метод расчета длинных балок, нагруженных сосредоточенными моментами. Автором вычислены безразмерные моменты и поперечные силы для длинной балки. В основу положены таблицы М. И. Горбунова-Посадова для балок, нагруженных сосредоточенной силой.

Сосредоточенный момент $m = Pd\Delta$ при $d\Delta \rightarrow 0$ (рис. 2.49). Расчетные формулы имеют вид:

$$\bar{p}_m(\xi) = -\frac{d\bar{p}_p}{d\xi}; \quad \bar{Q}_m(\xi) = \frac{d\bar{Q}_p}{d\xi} = -\bar{p}_p; \quad \bar{M}_m(\xi) = -\frac{d\bar{M}_p}{d\xi} = -\bar{Q}_p,$$

где p – индексы для сосредоточенных сил; m – сосредоточенный момент; \bar{p} – безразмерные величины реактивных давлений; \bar{Q} – то же поперечных сил; \bar{M} – то же изгибающих моментов.

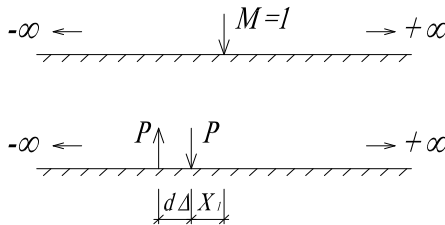


Рис. 2.49. К расчету бесконечно длинной балки

Получены решения и для полубесконечных балок, в том числе для упругого слоя.

Рассмотрим случай, когда жесткость балки и основания симметричны относительно середины балки. Нагрузку предполагается разложить на симметричную и кососимметричную, а задачу решать методом сил. При этом число неизвестных на два меньше, чем при решении смешанным методом Б. Н. Жемочкина. Автор предлагает в пределах каждого участка принимать не прямоугольную, как у Б. Н. Жемочкина, а трапецеидальную эпюру реактивных давлений.

Шматков С. Б. и Крейлис В. предложили [92] для расчетов плит с трещинами использовать расчетную модель, в которой основания деформируются линейно, а плита – нелинейно. Нелинейные деформации грунта могут не учитываться при $p_m \leq R$.

Заключение сделано на основе полевых испытаний трех круглых фундаментных железобетонных плит диаметром 1,6 м, толщиной 12, 15 и 13 см. Арматура класса А-600 с шагом 100 мм. Нагрузку прикладывали через площадку диаметром 16 см. Измеряли реактивные давления, деформации арматуры, вертикальные перемещения отдельных точек плиты. Для описания нелинейного поведения железобетона использовали теорию Н. И. Карпенко [33 – 35].

Шашкин А. Г. предлагает вязко-упругопластическую модель расчета деформаций основания, сложенных пылевато-глинистыми грунтами. Такая модель отвечает основным представлениям физико-химической механики.

Предлагают раздельное описание деформаций уплотнения в зависимости от объемных напряжений и деформаций формоизменения в зависимости от девиатора напряжений. Обе составляющие деформаций рассматриваются в развитии во времени. Общая вертикальная деформация складывается из упругой и пластической составляющих.

Лушников В. В. предлагает определять деформационные характеристики элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий. Исследовано взаимное влияние фундаментов.

Рассмотрены проблемы расчета балок и плит на упругом основании. Обоснована необходимость научно-технического сопровождения возведения объекта на стадии проекта. В проектное решение закладывают некоторый риск, например, понижая коэффициенты надежности и, наоборот, повышая их по условиям работы.

Карпенко Н. И. и Карпенко С. Н. разработали [94] общую методику расчета железобетонных плит на продавливание. Рассмотрены случаи, когда действует продавливающая сила и моменты в одном или двух направлениях. Расчет по прочности производят по условию, представляющему некоторую модификацию условия Кулона–Мора.

Вопросы нелинейного расчета плит и балок изложены в [3, 10, 14, 16, 17, 26, 32, 38, 39, 50 – 52, 90].

Учет совместной работы надземной и подземной частей зданий. Расчет несущей системы здания производили методом конечных элементов в пространственной постановке с использованием пространственного комплекса «Ind+2006» и входящей в него программы «Micro 2006» (Т. А. Мухамедиев, А. С. Махю, Б.Ж.Б., 2007. № 6. С. 2–3).

Исследовано влияние способа моделирования основания на усилия несущих конструкций. Рассмотрим две расчетные схемы основания: в виде массива под всем зданием и за его пределом и в виде упругого основания Пастернака с учетом работы законтурных элементов основания. Толщину массива грунта под зданием принимаем по результатам оценки сжимаемой толщи на основании расчетных моделей линейно-деформируемого полупространства и линейно-деформируемого слоя. Рассмотрен вариант и абсолютно-жесткого основания. Приняты объемные конечные элементы массива грунта. Величину коэффициента постели основания как упругой модели Пастернака определяли с использованием данных по мониторингу осадки здания.

Показано, что учет податливости основания приводит к появлению значительных усилий в отдельных несущих конструкциях. Наибольшие осадки и усилия получены при учете массива с большей глубиной сжимаемой толщи, определенной по модели линейно-деформируемого полупространства. Неравномерное деформирование фундаментной плиты вызывает появление значительных изгибающих моментов в узлах сопряжения колонн с фундаментной плитой.

Методы упругих решений. К ним относят метод переменных параметров упругости, метод дополнительных нагрузок и метод дополнительных деформаций.

Метод переменных параметров упругости. На каждом этапе последовательных приближений рассчитывают линейно-упругую балку, жесткость элементов которой различна и вычисляется по результатам предыдущего приближения. На каждом этапе решают уравнения

$$B^{(K-1)}(d^4\omega/dx^4) + 2(dB/dx)^{(K-1)}(d^3\omega/dx^3)^{(K)} + \\ + (d^2B/dx^2)^{(K-1)}(d^2\omega/dx^2)^K + p^K = q,$$

где K – номер приближения.

Из решения этого уравнения находят перемещения, а затем кривизны во всех точках X^K . Изгибающие моменты $M^{(K)}$ определяют по известной из предыдущего приближения жесткости:

$$\beta^{(K-1)} = \text{tg}\beta^{(K-1)}.$$

Функцию жесткости для последующего приближения находят по моментам $\beta^{(K)} = \text{tg}\beta_M^{(K)}$ и по кривизне $\alpha_x^{(K)} = \text{tg}\beta_x^{(K)}$ (рис. 2.51).

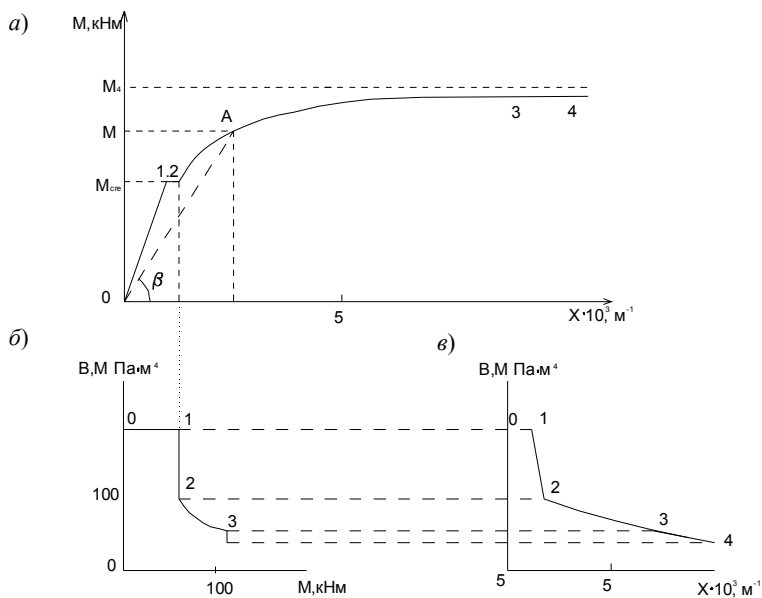


Рис. 2.50. Зависимости кривизны элемента балки (а) и жесткости от момента (б); зависимость жесткости от кривизны (в)

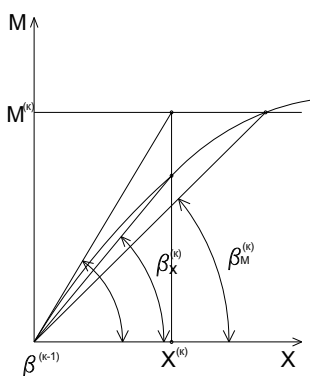


Рис. 2.51. Определение жесткости по моменту $\beta^{(K)} = \text{tg}\beta_M^{(K)}$ и кривизне $\beta_x^{(K)} = \text{tg}\beta_x^{(K)}$

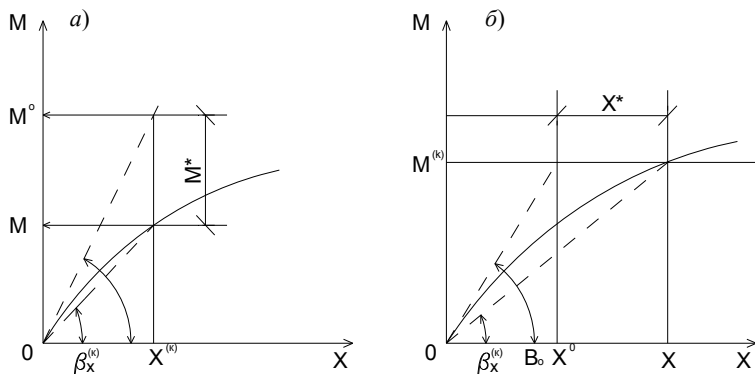


Рис. 2.52. Определение дополнительных моментов (а); дополнительных кривизн (б)

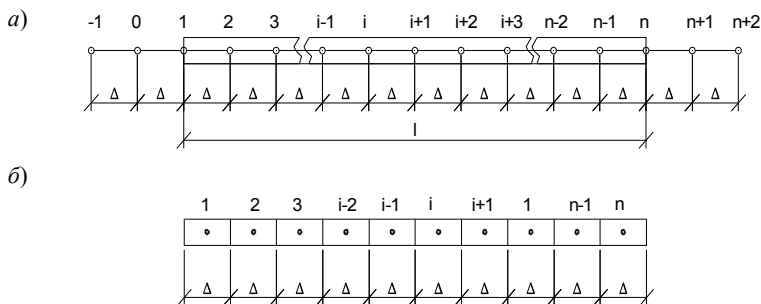


Рис. 2.53. Способы расстановки разностных узлов:
 $a - \Delta = r(n - 1)$; $b - \Delta = l/n$

Метод дополнительных нагрузок. Изгибающие моменты представим в виде разности (рис. 2.52, а)

$$M = M^0 - M^*$$

где $M^0 = B_0 \alpha$; M^* – дополнительный изгибающий момент.

Дифференциальное уравнение изгиба получит следующий вид:

$$B_0(d^4\omega/dx^4)^{(K)} + p^{(K)} = q - (d^2M^*/dx^2)^{(K-1)},$$

в первом приближении принимаем $M^* = 0$, а в $(K + 1)$ -м

$$(M^*)^{(K)} = [B_0 - B(\alpha^{(K)})]\alpha^{(K)},$$

где $\alpha^{(K)} = -(d^2\omega/dx^2)^{(K)}$.

Метод дополнительных деформаций. Кривизны представляют в виде суммы (рис. 2.52, б)

$$\varkappa = \varkappa^0 + \varkappa^*,$$

где $\varkappa^0 = M/B_0$; \varkappa^* – дополнительная кривизна.

Дифференциальное уравнение изгиба

$$B_0(d^4\omega/dx^2)^{(k)} + p^{(k)} = q - B_0(d^2x^*/dx^2)^{(K-1)}.$$

В первом приближении $\varkappa^* = 0$, в $(k+1)$ -м

$$(\varkappa^*)^k = M^{(k)}[1/B(M^{(k)}) - 1/B_0].$$

Построение разностных схем. Метод конечных разностей.

Балку разбивают на равные участки (рис. 2.53, а). Для каждого узла i ($1 \leq i \leq n$)

$$\alpha - \Delta = l/(n-1); \quad \delta - \Delta = l/n.$$

Обозначим: осадка ω_i , жесткость балки B_i , внешняя нагрузка q_i , реактивное давление p_i , изгибающий момент M_i и др.

Производные выразим через центральные разности:

$$(dy/dx)_i = (y_{i+1} - y_{i-1})/(2\Delta);$$

$$(d^2y/dx^2)_i = (y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1})/\Delta^2;$$

$$(d^3y/dx^3)_i = (y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1}y_{i-2})/(2\Delta^3);$$

$$(d^4y/dx^4)_i = (y_{i+2} - 4y_{i+1} + 4y_{i-1} - y_{i-2})/\Delta^4.$$

Если эти уравнения подставить в дифференциальное уравнение изгиба балки по методу начальных параметров упругости, то после преобразования получим разностное уравнение, справедливое для всех узлов, отстоящих от концов балок не менее чем на два шага сетки ($3 \leq i \leq n-2$)

$$R_{i,i-2}^{(k-1)} \omega_{i-2}^{(k)} + R_{i,i-1}^{(k-1)} \omega_{i-1}^{(k)} + R_{i,i}^{(k-1)} \times \\ \times \omega_i^{(k)} + R_{i,i+1}^{(k-1)} \omega_{i+1}^{(k)} + R_{i,i+2}^{(k-1)} \omega_{i+2}^{(k)} + p_i^{(k)} \Delta = q_i \Delta,$$

где $R = \varphi(B, \Delta)$ (см. [38]); R_{ij} – реакция в узле i единичного узла j (рис. 2.54). Так,

$$R_{i,j}^{(k-1)} = (-2B_{i-1} + 10B_i^{(k-1)} - 2B_{i+1}^{(k-1)})/\Delta^3.$$

Для балок переменной жесткости нарушается симметрия матрицы коэффициентов при неизвестных

$$R_{i,j} \neq R_{j,i} (i \neq j).$$

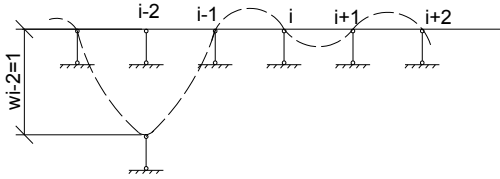


Рис. 2.54. Схема, поясняющая физический смысл коэффициента R_{ij}

При расчете балок с постоянной или слабо меняющейся жесткостью по длине балки получают достаточно точные решения. Для балок с трещинами жесткость в узлах может сильно различаться и знаки реакций могут быть противоположны фактическим.

Нелинейная задача может решаться методом дополнительных нагрузок и перемещений.

Приведем другой вариант решения нелинейной задачи методом конечных разностей с использованием положений метода переменных параметров упругости.

Для произвольного узла i

$$(M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1}) / \Delta^2 = p_i - q_i .$$

Если концы балки не загружены, то $M_1 = M_n = 0$, т.е.

$$Q_1 = (dM / dx)_1 = (M_2 - M_0) / (2\Delta) = 0 ;$$

$$Q_n = (dM / dx)_n = (M_{n+1} - M_{n-1}) / (2\Delta) = 0 .$$

Тогда

$$(-2M_2 + M_3) / \Delta^2 = p'_2 - q_2 ;$$

$$(M_{n-2} - 2M_{n-1}) / \Delta^2 = p_{n-1} - q_{n-1} ;$$

$$2M_2 / \Delta^2 = p_1 - q_1 ;$$

$$2M_{n-1} / \Delta^2 = p_n - q .$$

Изгибающий момент через перемещения можно записать в виде

$$M_i = -B_i (\omega_{i-1} - 2\omega_i + \omega_{i+1}) / \Delta^2 .$$

С учетом вышеприведенных зависимостей уравнения для решений нелинейной задачи методом переменных параметров упругости имеют вид:

$$R_{i,i-2}^{(k-1)} \omega_{i-2}^{(k)} + R_{i,i-1}^{(k-1)} \omega_{i-1}^{(k)} + R_{i,i}^{(k-1)} \times \\ \times \omega_i^{(k)} + R_{i,i+1}^{(k-1)} \omega_{i+1}^{(k)} + R_{i,i+2}^{(k-1)} \omega_{i+2}^{(k)} + p_i^{(k)} \Delta = q_i \Delta ,$$

где K – номер приближения.

Вариационно-разностный метод. Этот способ получения разностных уравнений основан на принципе минимума полной потенциальной энергии системы (принципа Лагранжа).

Полная потенциальная энергия системы «фундаментная конструкция – основание» представлена в виде суммы

$$\Pi = V + V_g + U ,$$

V – потенциальная энергия деформации конструкции; V_g – работа реакций основания; U – работа внешних сил.

При решении методом переменных параметров на каждой интенции систему считают линейно-упругой

$$V = 0,5 \int_0^l M_x dx = 0,5 \sum_{j=2}^{n-1} B_j (\omega_{j-1} - 2\omega_j + \omega_{j+1})^2 / \Delta^3 ;$$

$$V_g = 0,5 \int_0^l p \omega dx = 0,5 \sum_{j=1}^n p_j \omega_j \Delta_j ;$$

$$U = - \int_0^l q \omega dx = - \sum_{j=1}^n q_j \omega_j \Delta_j ,$$

где $\Delta_j = \Delta$ при $2 \leq j \leq n-1$; $\Delta_j = 0,5\Delta$ при $j = 1; j = n$.

Минимизируя полную потенциальную энергию по перемещениям узлов сетки, получим систему из n линейных алгебраических уравнений

$$\partial \Pi / \partial \omega_i = \partial V / \partial \omega_i + \partial V_g / \partial \omega_i + \partial U / \partial \omega_i = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

Реактивное давление в узле j и потенциальную энергию представляют следующим образом:

$$p_j = \sum_{\xi=1}^n C_{j\xi} \omega_\xi ;$$

$$V_g = 0,5 \sum_{j=1}^n \Delta_j \omega_j \sum_{\xi=1}^n C_{j\xi} \omega_\xi ;$$

$$\partial V_g / \partial \omega_i = 0,5 \left(\sum_{j=1}^n \Delta_j C_{ij} \omega_j + \sum_{j=1}^n \Delta_j C_{ij} \omega_j \right) .$$

Из теоремы о взаимности реакций следует равенство

$$C_{ij} \Delta_i = C_{ji} \Delta_j .$$

Тогда

$$dV_g d\omega_i = \Delta_i \sum_{j=1}^n C_{ij} \omega_j = \Delta_i p_i, \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

При решении нелинейных задач методами дополнительных нагрузок или дополнительных деформаций потенциальную энергию определяют по формулам:

$$V = 0,5 \int_0^l M^0 \alpha dx - \int_0^l M^* \alpha dx;$$

$$V = 0,5 \int_0^l B_0 \alpha^2 dx - \int_0^l B_0 \alpha^* \alpha dx,$$

где дополнительные моменты M^* или дополнительные кривизны α^* считают известными из предыдущего приближения.

Матричное представление методов упругих решений. Систему уравнений метода переменных параметров упругости представляют в виде

$$[K^{(k-1)}] \{\omega^{(k)}\} = \{\varphi\},$$

где $\{\omega^{(k)}\}$ – вектор неизвестных перемещений; $\{\varphi\}$ – вектор, компоненты которого характеризуют внешние воздействия; $[K^{(k-1)}] = [R^{(k-1)}] + [H]$ – матрица жесткости системы «фундаментная конструкция-основание», являющаяся суммой матриц жесткости конструкции $[R^{(k-1)}]$ и основания $[H]$;

$$H_{ij} = C_{ij} \Delta_i,$$

C_{ij} – компоненты матрицы единичных реакций;

$$\varphi = q_i \Delta_i.$$

При решении задачи методом дополнительных нагрузок система имеет вид

$$[K^0] \{\omega^{(k)}\} = \{\varphi\} + \{\varphi^{*(k-1)}\},$$

где $[K^0] = [L^0] + [H]$ – матрица линейно-упругой системы «фундаментная конструкция-основание» $\{\varphi^{*(k-1)}\}$ – вектор, компоненты которого

$$\varphi^{*(k-1)} = q_i \Delta + (2M_i^{*(k-1)} - M_{i-1}^{*(k-1)} - M_{i+1}^{*(k-1)}) / \Delta.$$

Для метода дополнительных деформаций

$$[K^0] \{\omega^{(k)}\} = [\varphi] + \{\xi^{*(k-1)}\}.$$

Осесимметричная деформация фундаментных конструкций.

Такую деформацию могут испытывать круглые и кольцевые плиты. При осесимметричном напряженно-деформированном состоянии физические уравнения имеют вид:

$$\begin{aligned} M_r &= D_r \alpha_r + D_{r\varphi} \alpha_\varphi; \\ M_\varphi &= D_{r\varphi} \alpha_r + D_\varphi \alpha_\varphi, \end{aligned}$$

где M_r, M_φ – радиальные и окружные изгибающие моменты; α_r, α_φ – радиальная и окружная кривизна; $D_r, D_\varphi, D_{r\varphi}$ – жесткости.

При отсутствии трещин жесткости определяют по формулам:

$$\begin{aligned} D_j &= D_0, \quad \text{если } |M_j| \leq 0,5 M_{cre} (j = r, \varphi); \\ D &= D_0 [1 - 0,4(|M_j| - 0,5 M_{cre}) / M_{cre}], \quad \text{если } 0,5 M_{cre} < |M_j| < M_{cre}; \\ D_{r\varphi} &= \nu_b (D_r + D_\varphi) / 2; \end{aligned}$$

где $D_0 = E_b h^3 / [12(1 - \nu_b^2)]$ – цилиндрическая жесткость; h – толщина элемента плиты; ν_b – коэффициент поперечной деформации бетона; M_{cre} – изгибающий момент, соответствующий образованию трещин:

$$M_{cre} = 0,292 b h^2 R_{st,ser}.$$

Если $|M_r| > M_{cre}$ – образуются кольцевые трещины, если $|M_\varphi| > M_{cre}$ – радиальные, а при $|M_r| > M$ и $|M_\varphi| > M_{cre}$ – пересекающиеся радиально-кольцевые.

В стадии работы плиты с трещинами $\nu_i = 0$ и

$$M_j = D_j \alpha_j, \quad j = r, \varphi.$$

Трещины образуются перпендикулярно арматуре для каждого из направлений r и φ . Для всех комбинаций схем трещин

$$D = h_0^3 (1 - 0,5 \xi_j) / [\psi_{si} / (E_s a_{sj}) + \psi_b / (\xi h_0 \nu_j E_b)],$$

если

$$M_{cre} < |M_j| < M_{uj};$$

$$D = h^3 \omega_{inf,j} E_{inf,j} \omega_{sup,j} / [G(\omega_{inf,j} E_{inf,j} + \omega_{sup,j} E_{sup,j})],$$

если

$$|M_j| < M_{cre}.$$

В формулах обозначено: j – направление, для которого берутся характеристики элемента плиты и вычисляются параметры, j принимает значение r или φ ; a_{sj} – площадь растянутой арматуры направления j , приходящейся на единицу длины;

при $|M_\varphi| \leq 0,5M_{crc}$

$$\omega_{\text{inf},j} = \omega_{\text{sup},j} = 1;$$

$$E_{\text{inf},j} = E_{\text{sup},j} = E_b;$$

при

$$0,5M_{crc} < |M_j| < M_{crc},$$

$$\omega_{\text{inf},j} = 1,74 - 1,48(M_{crc} - |M_j|) / M_{crc};$$

$$\omega_{\text{sup},j} = 0,875 + 0,25(M_{crc} - |M_j|) / M_{crc};$$

$$E_{\text{inf},j} = E_b \cdot 0,5 + (M_{crc} - |M_j|) / M_{crc}; \quad E_{\text{sup},j} = E_b.$$

Геометрическое уравнение для круглых плит принимают такими же, как для тонких жестких пластинок

$$\varkappa_r = -d^2\omega / dr^2; \quad \varkappa_\varphi = -(1/r)d\omega / dr,$$

где ω – вертикальное перемещение точек, срединной поверхности плиты.

Потенциальная энергия деформации плиты выражается следующим уравнением:

$$V = 0,5 \int_{A_p} (M_r \varkappa_r + M_\varphi \varkappa_\varphi) dA_p = \pi \int_{r_{\text{int}}}^{r_{\text{ext}}} D_r (d^2\omega / dr^2) + 2D_{r\varphi} (1/r)(d\omega / dr) (d^2\omega / dr^2 + D_\varphi (1/r^2)(d\omega / dr)^2) r dr,$$

где A_p – площадь срединной поверхности плиты; r_{int} и r_{ext} – внутренний и наружный радиусы плиты (для круглой плиты $r_{\text{int}} = 0$).

Работа реакций основания может быть вычислена по формуле

$$V_g = 0,5 \int_{A_p} p\omega dA_p,$$

а работа внешних сил

$$U = - \int q\omega dA_p,$$

где q – интенсивность вертикальной нагрузки.

Принцип минимума полной потенциальной энергии запишем относительно перемещений узлов плиты

$$\partial \Pi / \partial \omega_i = \partial V / \partial \omega_i + \partial V_g / \partial \omega_i + \partial U / \partial \omega_i = 0 \quad (i=1, 2, \dots, h),$$

или

$$[K]\{\omega\} = \{f\}.$$

В стадии без трещин физические уравнения принимают линейными:

$$M_l = D_M (\alpha_l + \nu_b \alpha_\varphi);$$

$$M_\varphi = D_M (\nu_b \alpha_l + \alpha_\varphi);$$

$$N_l = D_N (\xi_l + \nu_b \xi_\varphi);$$

$$N_\varphi = D_N (\nu_b \xi_l + \xi_\varphi),$$

где M_l , M_φ , N_l , N_φ – изгибающие моменты и нормальные силы в меридианном (l) и окружном (φ) направлениях; α_l , α_φ и ξ_l , ξ_φ – приращение кривизны и деформации срединной поверхности; D_M и D_N – жесткости при изгибе и растяжении-сжатии

$$D_M = 0,85 E_b h^3 / [12(1 - \nu_b^2)];$$

$$D_N = 2\nu E_b h / (1 - \nu_b^2).$$

Методика НИИСКА. Для описания свойств деформируемого основания принята модель с переменными коэффициентами жесткости (Б. Ж., 1988, № 8, А. Б. Голышев и др.). Непрерывное основание заменяют часто расположением стержнями-связями, жесткость которых равна жесткости заменяемых участков грунта.

$$P_i = k_i y_i a,$$

где P_i , k_i , y_i – усилие, погонная жесткость и перемещение i -й связи; a – расстояние между связями (рис. 2.55, a).

В качестве критерия разрушения исчерпания несущей способности принимают разрушение хотя бы одного наиболее нагруженного сечения балки (достижение деформациями крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры предельных значений) или достижение максимума силового или деформационного воздействия на кривой состояний (рис. 2.55, b , e)

$$\frac{dq_i}{d\alpha} = 0; \quad \frac{dq_d}{d\alpha} = 0,$$

где q_i , q_d – модуль силового и деформационного воздействия; α – кривизна, $i = 1$.

При расчете определяют критические (соответствующие исчерпанию несущей способности) значения q_i при заданном деформационном воздействии $\bar{\Delta}$ (расчет по предельным состояниям первой группы) и q_d при известном силовом воздействии \bar{P} (расчет по предельным состояниям первой группы), а также усилия и перемещения при заданных силовых и несиловых воздействиях (расчет по предельным состояниям второй группы).

Уравнения изгибающих моментов, перемещений точки нейтральной оси балки и углов поворота i -го сечения балки имеют вид:

$$M_i = M_1 + \left(\frac{L}{n}\right)^2 \sum_{j=1}^{i-1} (L-j)y_j k_i - \bar{M}_{0i} q;$$

$$y_i = y_1 + \varphi_1 L \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6n^2} \left[(3i-4)\alpha_1 + 6 \sum_{j=2}^{i-1} (i-j)\alpha_j + \alpha_i \right] + q(\delta_1 - \delta_i);$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2n} \left(\alpha_1 + 2 \sum_{j=2}^{i-1} \alpha_j + \alpha_i \right).$$

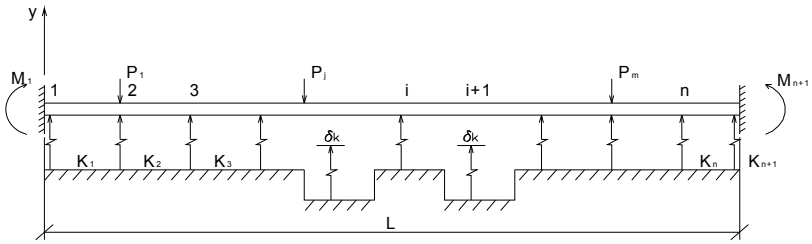
где M_1 – момент в заделке при $i = 1$; \bar{M}_{0i} – момент в i -м сечении балки от действия заданного единичного вектора внешних сил; δ_i – вынужденное перемещение i -й связи при векторе $\bar{\Delta}$; y_i – совместное перемещение i -й точки оси балки и i -й связи.

Составляют систему из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий; уравнения, учитывающего усилие на концах балки; дополнительных уравнений совместимости перемещений балки и основания, записанных для каждой узловой (кроме $i = 1$) точки. Задачу решают методом последовательных перемещений.

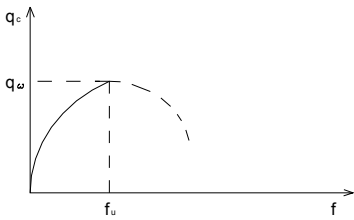
Расчет был проверен экспериментом (рис. 2.55, $z - e$). Опытные и экспериментальные кривые практически совпали.

Предельное равновесие балок на упругом основании. (Способ А. П. Синицына). Система «балка–упругое основание» представляет собой статически неопределимую систему. Для превращения ее в геометрически изменяемую необходим переход бесконечно большого числа связей в пластическое состояние. Теоретически этому соответствует переход всей балки и всего упругого основания в пластическое состояние.

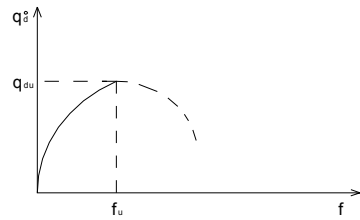
Для расчета конструкций широко используется метод предельного равновесия. Задача формулируется так: для данной системы A , которая находится под действием нагрузки P , найти наибольший параметр n , на который надо умножить силу P , чтобы несущая способность всей системы была полностью исчерпана.



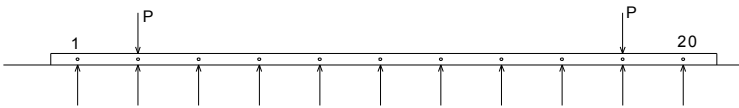
a)



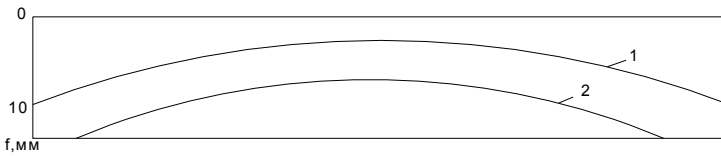
б)



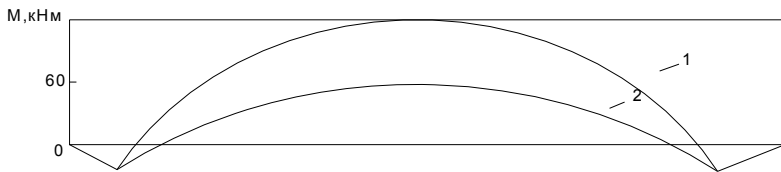
в)



z)



д)



е)

Рис. 2.55. Схема опирания балки (а); диаграммы состояний $q_i - f(\delta)$ (б); $q_a - f(u)$ (в); схема испытаний (z); эпюра осадок (д); эпюра моментов (е):

1 – в сечениях балки при $P = 0,36$; 2 – $P = 1$

Под пластическим шарниром понимают такой идеализированный шарнир, который передает момент, меньший пластического момента. В предельном состоянии внутренние силы должны быть в равновесии с внешней нагрузкой nP и ни в одном сечении моменты не должны превышать пластического. В результате образования пластических шарниров система превращается в механизм, для которого должно существовать кинематическое поле и работа сил nP на возможных перемещениях положительна. Под коэффициентом надежности понимают множитель, на который надо умножить нагрузку, чтобы получить наибольшую статически допустимую нагрузку или наименьшую работу на возможных перемещениях.

Пусть $M(x)$ – момент в любом сечении в любой момент времени, M_e – то же, соответствующий упругой стадии работы. Остаточный момент $M(x) = M(x) - M_e(x)$. Для каждого сечения необходимо найти максимальное и минимальное значения момента

$$-M_0(x) \leq \bar{M}(x) + M_e(x) \leq M_0(x),$$

где $\bar{M}(x)$ – остаточный момент, при котором происходит разрушение; $M_0(x)$ – наибольший пластический момент.

Обозначим через Q_1, Q_2, \dots, Q_n – напряженное состояние системы, соответствующее усилиям деформации – q_1, q_2, \dots, q_n . Работа внутренних сил может быть записана как

$$W_i = C(Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n).$$

Вместо внутренней энергии иногда целесообразно рассматривать функцию рассеивания

$$D = C(Q_1 \dot{q}_1 + Q_2 \dot{q}_2 + \dots + Q_n \dot{q}_n).$$

Так как $\dot{q}_1 = \dot{q}_{1e} + \dot{q}_{1p}$; $\dot{q}_2 = \dot{q}_{2e} + \dot{q}_{2p}$, то по закону Гука:

$$\dot{q}_{1e} = E_{11} \dot{Q}_1 + E_{12} \dot{Q}_2 + \dots;$$

$$\dot{q}_{2e} = E_{21} \dot{Q}_1 + E_{22} \dot{Q}_2 + \dots$$

Полная деформация $q_1 = (E_{11} \dot{Q}_1 + E_{12} \dot{Q}_2 + \dots) + \dot{q}_{1p}$.

Введем функцию течения $\Phi(Q_1, Q_2)$. Для $\Phi < 1$ Q_1 и Q_2 соответствуют упругой стадии; $\Phi = 1$ – пластическому состоянию сечения; $\Phi > 1$ – состояние недопустимо. Функция течения $\Phi(Q_1, Q_2) = 1$ представляет собой замкнутую кривую (рис. 2.56).

Для точек на кривой возникают пластические течения. Кривая должна быть выпуклой и не иметь изломов.

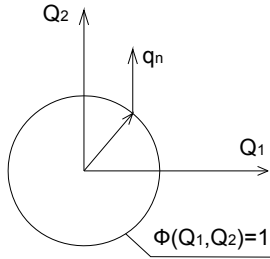


Рис. 2.56. Геометрическая интерпретация функций течения

Напряженное состояние системы будет допустимым, если:

- система внутренних усилий Q_1 и Q_2 уравновешенная;
- усилия Q_1 и Q_2 находятся в равновесии с внешней силой P ;
- в пределах всей системы $\Phi \leq 1$.

Кинематически допустимое распределение скоростей системы должно удовлетворять двум условиям: во всех точках системы скорости должны соответствовать принятым; должны быть положительными.

Распределение реакций основания зависит от соотношения жесткостей балки и основания, т.е. от параметра

$$a = \pi E_0 c^4 / 6EI(1 - \mu_0^2).$$

Для жестких балок $a = 0$, для гибких $a = 1$.

Расчеты удобно выполнять в безразмерных величинах $P^* = P/P_0$, $y^* = y/y_0$, где P_0 и y_0 – нагрузка и прогиб, соответствующие концу упругой стадии работы балки.

После образования пластического шарнира (рис. 2.57) под грузом начинается интенсивное нарастание реакций. Расчет выполняют с учетом особенности двухслойного основания. Увеличение силы в 3 раза вызывает увеличение интенсивности реакций в 6 раз. Прогибы за пределом упругости нарастают медленнее, чем реакции, и зависят от параметра

$$a = \frac{E_0}{E} \frac{l}{b} \left(\frac{l}{h} \right)^3 10^{-3}.$$

Для гибких балок ($a > 1$) появление первого пластического шарнира еще не влечет за собой нарастание прогибов. Для очень жестких балок ($a = 0$) прогиб под грузом нарастает быстрее увеличения нагрузки. Так, при увеличении силы в 3 раза прогиб увеличивается в 4 раза.

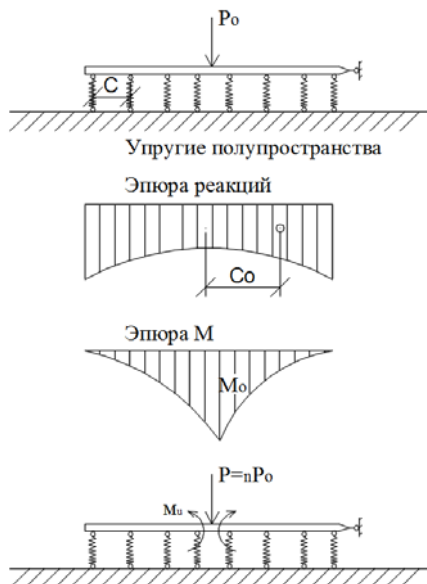


Рис. 2.57. Расчетная схема балки, нагруженной силой в середине пролета

Уменьшение жесткости балки или увеличение модуля деформации E могут вызвать увеличение предельной нагрузки. Упругий слой между балкой и полупространством оказывает влияние на распределение реакций упругого основания: происходит снижение концентрации реакций к краю балки; при переходе за предел упругости увеличиваются реакции основания и прогибы балки в середине пролета за счет деформирования упругого слоя.

Возможен случай, когда балка при увеличении нагрузки сохраняется в упругой стадии, а за пределом упругости переходит упругое основание. В этом случае (наиболее простом) эпюра распределения реакций под балкой будет иметь вид прямоугольника с наибольшей ординатой $q_{пр}$, $P_{пр} = q_{пр} l$.

Процесс перехода эпюры реакций на упругой стадии в пластическую протекает по-разному для жестких и гибких балок (рис. 2.58).

Для жесткой балки упругая область почти сразу переходит в пластическую. Смешанная область не может иметь большого значения. Для гибких балок смешанная область имеет большую протяженность. Предельная нагрузка для этой области

$$P_{пр} = \eta(P_{пр})_{\max}.$$

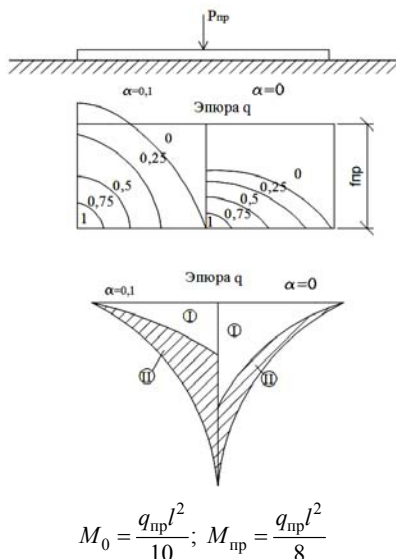


Рис. 2.58. Распределение реакций и моментов при постепенном переходе основания в пластическое состояние

Вероятностный метод оценки прочности железобетонных плит на упругом основании (О. Н. Тоцкий, Б.Ж., 1988, № 3). Метод описан, разработан и опробован на аэродромах. Новый метод – для оценки несущей способности железобетонных покрытий на основе неразрушающих испытаний.

Фактический коэффициент запаса определяют как

$$Z = m_u / m_d ,$$

где m_u – предельный изгибающий момент; m_d – изгибающий момент в данной плите при действии одинаковой для всех плит покрытий нагрузки.

Число нагружений, плит железобетонных покрытий аэродромов за расчетный срок службы не превышает 10^5 циклов. Исходя из этого полагают, что несущая способность плит не зависит от числа циклов нагружения.

Критерий прочности записывают в виде

$$Z_m \geq Z_N ,$$

где Z_m – средний для данного покрытия фактический коэффициент запаса; Z_N – нормативное значение коэффициента запаса:

$$Z_N = \frac{K_d \sigma_R}{\sigma_c K_0},$$

где K_d – коэффициент динамичности; σ_R – коэффициент разгрузки; σ_c – коэффициент условий работы; K_0 – коэффициент однородности, определяющий допустимый предел отклонений предела текучести от среднего его значения.

При эксплуатации накапливаются силовые разрушения. Численной мерой деструкции является отношение

$$D = n_d / n,$$

где n_d – число плит, получивших силовые разрушения; n – общее число плит.

Показатель деструкции D характеризует относительное число плит, для которых $Z < 1$.

Полагают, что распределение плит в покрытии по прочности происходит по нормальному закону. Функция распределения

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\omega}^x \exp(-0,5x^2) dx ;$$

$$x = \frac{Z - Z_m}{\sigma} = \left(\frac{Z}{Z_m} - 1 \right) \sigma_0^{-1},$$

где σ – стандарт прочности; σ_0 – коэффициент вариации.

Функция распределения $F(x)$ определяет отношение числа плит, для которых Z меньше некоторого численного значения, к общему их числу, т.е. $F(x) = D$. Аргумент функции распределения X определяют по таблице. Зная x , при $z = 1$ можно найти среднее значение коэффициента запаса z_m и оценить несущую способность покрытия.

Коэффициент вариации прочности определяют по измеренным прогибам

$$\sigma_0 = (\omega)_m \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{\omega_i} - \left(\frac{1}{\omega} \right)_m \right]^2},$$

где $\left(\frac{1}{\omega} \right)_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_i}$; $(\omega)_m = \left(\frac{1}{\omega} \right)_m^{-1}$; ω_i – прогиб в i -й; n – число точек, в которых проводят испытания.

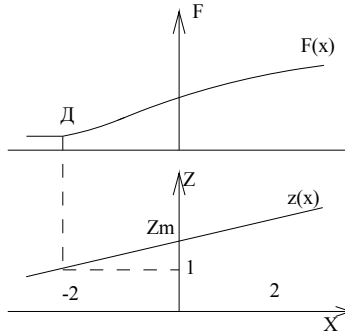


Рис. 2.59. Схема к определению среднего коэффициента запаса

Схема оценки прочности плиты показана на рис. 2.59.

По известной величине деструкции D находят величину x аргумента функции распределения. Определяют по испытаниям коэффициент вариации σ_0 . Далее по графику функции $z(x)$ устанавливают средний фактический коэффициент запаса Z_m .

Ленточные фундаменты с переменным поперечным сечением (ФППС). Эффективность их обеспечивается чередованием плит различных размеров как по ширине, так и по длине (Э. В. Нейбург). Экономичность ФППС повышается при формировании узких или широких участков не из одиночных плит, а из нескольких – одинаковой ширины, но разной длины.

При действии изгибающего момента отдельные плиты выдвигают в сторону действия изгибающего момента (при условии $p_{\max} \leq 1,2R$) на большую величину, чем остальные. Расчет ФППС заключается в определении размеров плит и подборе марок по их несущей способности. На рисунке 2.60 приведен пример конструирования фундамента с переменным поперечным сечением.

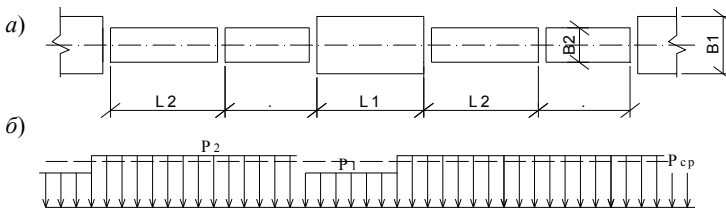


Рис. 2.60. Конструкция из одной широкой плиты с двумя узкими разной длины (а); эпюра контактных напряжений от начала загрузки фундамента до обжатия верхнего слоя грунта (б)

Расчет основания фундаментов может быть выполнен с использованием решения Буссинеска (С. М. Алейников, Э. В. Нейбург). Осадку точки с координатами x, y от равномерно распределенной нагрузки определяют по формуле

$$\omega(x, y) = \frac{1 - \nu^2}{\pi E} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}},$$

где ξ, η – координаты приложения сосредоточенной силы.

Условия равновесия имеют вид:

$$P = \iint_F p(\xi, \eta) d\xi d\eta;$$

$$M_x = \iint_F \mu p(\xi, \eta) d\xi d\eta; \quad M_y = \iint_F \xi p(\xi, \eta) d\xi d\eta.$$

Для численного решения задачи область, занятая ленточным фундаментом, разбивается в продольном направлении на регулярно повторяемые фрагменты, каждый из которых представляет вытянутые прямоугольники. В пределах каждого фрагмента давление считается равномерным. Неизвестные контактные давления p_i ($i = 1, \dots, n$) и осадку ω определяют из решения системы $(n + 1)$ линейных алгебраических уравнений

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^n p_j \delta_{ij} - \bar{\omega} &= 0, i = \overline{1, n}; \\ \sum_{j=1}^n p_j \Delta_{sj} &= P, \dots, \end{aligned} \right\}$$

где $\delta_{ij} = \iint_F \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x_i - \xi)^2 + (y_i - \eta)^2}}$ – вертикальные перемещения поверх-

ности упругого полупространства в точке (x_i, y) , совпадающей с центром тяжести i -го фрагмента, от единичной нагрузки, равномерно распределенной по F_{ij} -му фрагменту; Δ_{si} – площадь i -го элемента.

Осадка каждой точки жесткого фундамента

$$\omega(x, y) = \varpi = \text{const}.$$

Козловые сваи. Конструкции и методы расчета разработаны в ОИСИ под рук. проф. В. Н. Голубкова (см. например, Изв. вузов, 1982, № 5). Оптимальными условиями для их применения являются грунты с природой плотностью $\rho_{d0} = 1,5 \text{ г/см}^3$. Совместная работа свай с осно-

ванием определяется следующими параметрами: объемом зоны деформации V_a , средним внутренним реактивным сопротивлением грунта уплотнению при деформации $R_{s.m}$, эффективным давлением, уплотнением p_c , структурным сопротивлением грунта уплотнению $p_{c,y}$. Целесообразно, чтобы объем зоны деформации V_a размещался в пределах зоны уплотнения $V_{упл}$, т.е. $V_a \leq V_{упл}$ (рис. 2.61).

Объем зоны уплотнения определяют по формуле

$$V_{упл} = \frac{\rho_{d0} V_{к.с.}}{\rho_{dm} - \rho_{d0}}$$

В числителе стоит произведение природной плотности сухого грунта ρ_d на объем козловой сваи $V_{к.с.}$. Эффективную нагрузку на козловую сваю определяют из равенства работ внешних и внутренних сил, т.е.

$$\rho_s S_{пр} = R_{sm} V_a$$

где $S_{пр}$ – предельно-допустимая осадка проектируемого здания или сооружения; V_a – объем зоны деформации в основании козловой сваи, определяется в зависимости от объемной осадки V_s по экспериментальной формуле $V_a = 17,14 V_s$; $R_{sm} = 0,714 p_s$; ρ_{dm} – средняя плотность сухого грунта в пределах зоны уплотнения.

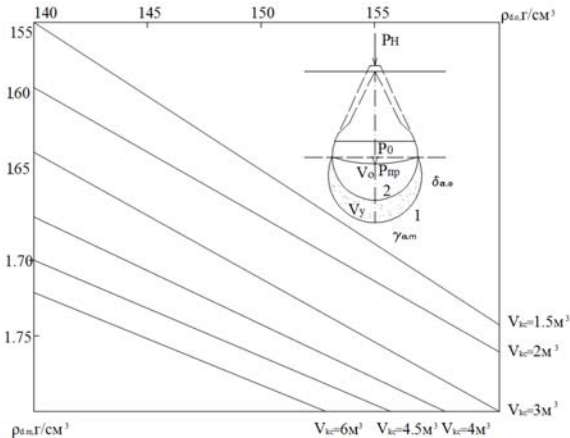


Рис. 2.61. Экспериментальные графики зависимости средней плотности сухого грунта после забивки свай от природной плотности грунта и от объема козловой сваи и схема совместной работы козловой сваи и основания:

1 – граница зоны уплотнения; 2 – граница зоны деформации

Нормативную нагрузку на одну козловую сваю определяют по формуле

$$P_n = P_3 + P_{c,y},$$

где $P_{c,y} = F_{к.с} p_{c,y}$ – площадь одной козловой сваи. Величину $p_{c,y}$ можно найти в зависимости от $\rho_{dm} = f(\rho_{d0} V_{к.с})$. Значение $p_{c,y} = 0,01$ МПа для $\rho_{dm} = 0,05$ увеличивается на 0,01 МПа до $\rho_{dm} = 1,5$ г/см³ и на 0,005 МПа до $\rho_{dm} = 1,8$ г/см³. Для $\rho_{dm} = 1,85$ г/см³ $p_{c,y} = 0,1$ МПа.

2.17. ФУНДАМЕНТЫ НА ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННОМ ОСНОВАНИИ

Искусственное улучшение оснований может осуществляться следующими методами:

1. *Конструктивными*. К ним относятся:

- устройство грунтовых подушек;
- взятие грунта в обойму с использованием шпунтовых ограждений;
- армирование грунта (рулонными материалами, синтетическими сетками, матами и специальными элементами).

2. *Уплотнением грунта*. Оно осуществляется:

- статическими нагрузками;
- динамическими нагрузками;
- устройством грунтовых и песчаных свай;
- искусственным водопонижением.

3. *Закреплением грунтов*. Закрепление может производиться:

- методом пропитки (цементацией, смолизацией, силикатизацией и электросиликатизацией);
- методом гидроразрыва;
- термическим способом;
- методом струйной технологии.

Расчет искусственных оснований сводится к определению размеров зон уплотнения (закрепления) и осадок возводимых на них фундаментов.

В распространенном случае поверхностного уплотнения слабых грунтов или замены их грунтовыми подушками основные этапы проектирования фундаментов на искусственно улучшенном основании будут следующие:

а) для выбранного метода искусственного основания задаются его мощностью z (толщиной слоя) и величиной расчетного сопротивления грунта R_0 при $b = 1$ и $d = 2$ м;

б) для этого вида основания подбираются размеры фундамента (l и b) и выполняется проверка в соответствии с формулами

$$p_{II} = \sum N_{II} / A \leq R;$$

$$p_{\max II} = \sum N_{II} / A + \sum M_{xII} y / I_x \leq 1,2R;$$

$$p_{\max II} = \sum N_{II} / A + \sum M_{xII} y / I_x + \sum M_{yII} x / I_y \leq 1,5R.$$

Здесь в качестве R принимаются значения, вычисленные по формулам:

– при $d \leq 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b_0] (d + d_0) / 2d_0;$$

– при $d > 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b_0] + k_{2yII} (d - d_0);$$

в) толщина искусственного слоя z проверяется по условию ограничения давления на подстилающий слой грунта по формуле (рис. 2.62)

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

где σ_{zp} и σ_{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.

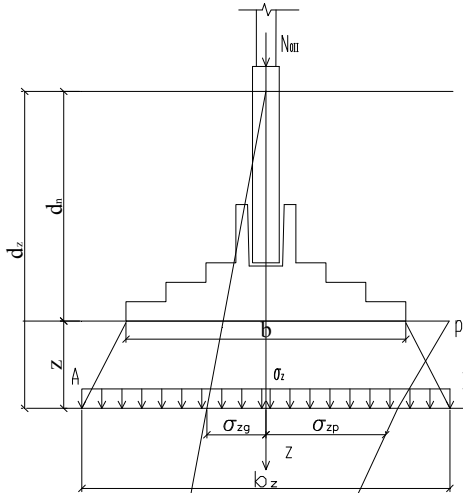


Рис. 2.62. Расчетная схема для проверки подстилающего слоя под искусственным основанием

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

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_{iII} d_z,$$

где α – коэффициент изменения дополнительного напряжения по глубине основания, учитывающий форму подошвы фундамента; p_{II} – давление по подошве фундамента от расчетных нагрузок по второму предельному состоянию, кПа; γ'_{II} – удельный вес грунта в пределах глубины d_n , кН/м³; p_0 – дополнительное давление по подошве фундамента сверх давления от собственного веса грунта на глубине d_n , кПа; γ_{iII} – удельный вес грунта i -слоя в пределах глубины d_{dz} , кН/м³;

г) рассчитывается осадка фундамента, принимая в качестве несущего слоя под подошвой грунт искусственного основания с соответствующим для него модулем общей деформации E . Осадка фундамента s должна быть меньше предельно допустимой, принимаемой по прил. 4 СНиП 2.02.01–83*.

Оценка эффективности инженерных решений. Коновалов П. А., Зехниев Ф. Ф., Безволев С. Г. (2003) оценивали эффективность укрепления слабых водонасыщенных оснований нагружением, дренированием и армированием. Использовали две методики:

- нелинейного расчета консолидации медленно деформируемых оснований при сложном нагружении, дренировании и армировании;
- расчета несущей способности и деформативности армированного основания при заданном распределении избыточных поровых давлений.

В качестве фильтрующих армоэлементов принимали песчаные дрены. Это позволило резко уменьшить сроки фильтрационной консолидации благодаря искусственному сокращению путей фильтрации воды из массива. Дополнительно основание уплотняли фильтрующей нагрузкой.

Вопросы эффективности конструктивных решений рассмотрены и в других работах, например в [42].

Глава 3

КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

3.1. ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ

Конструкцию фундамента выбирают в зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки, конструктивной схемы здания или сооружения, величины и характера действующих нагрузок, возможностей строительных организаций. Наиболее экономическое решение может быть получено из сравнения конкурентноспособных вариантов по стоимости, трудозатратам и расходу материалов.

Сравниваемые фундаменты рассчитывают по деформациям грунтов основания, по прочности и трещиностойкости материала фундаментов. В отдельных случаях необходим расчет оснований по несущей способности на основное, дополнительное или особое сочетание нагрузок.

Расчет производят из условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n,$$

где F – расчетная нагрузка на основание; γ_c – коэффициент условий работы (принимаемый для песков, кроме пылеватых, равным 1; для песков пылеватых и пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии – 0,9; пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии – 0,85; скальных слабо выветренных – 1; выветренных – 0,9; сильно выветренных – 0,8; F_u – несущая способность основания, определяемая по теории предельного напряженного состояния; γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1,2; 1,15; 1,1 соответственно для зданий и сооружений 1, 2 и 3 классов.

Расчет по несущей способности производят в следующих случаях: на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки; фундамент или сооружение, расположенные на бровке откоса или вблизи крутопадающего слоя грунта; основание сложено водонасыщенными пылевато-глинистыми и заторфованными грунтами; основание сложено скальными грунтами; фундамент работает на выдергивание.

На наш взгляд, расчет по прочности грунтов основания следует производить также при действии многократно повторных и импульсных нагрузок, при насыщении грунтов техническими маслами и растворами.

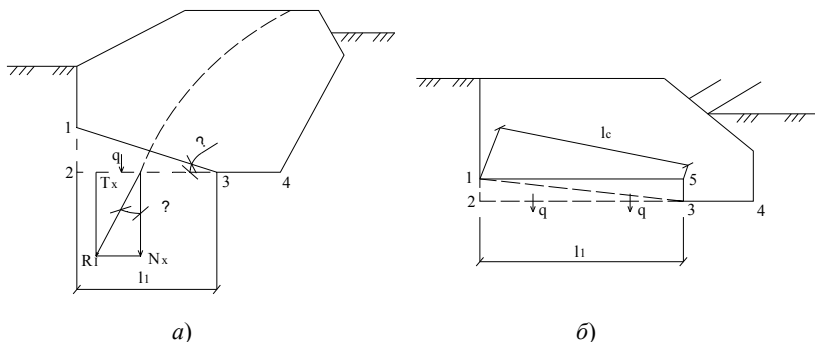


Рис. 3.1. Увеличение устойчивости фундамента на сдвиг:
a – наклон подошвы; *б* – устройство зуба

В отдельных случаях рассматривают несколько форм нарушения устойчивости. Так, при проектировании подпорной стены проверяют на сдвиг по поверхности оснований и сдвиг совместно с частью основания.

Взвешивающее действие грунтовой водой существенно снижает устойчивость сооружений.

Повысить устойчивость фундамента при действии наклонной силы можно наклоном подошвы или устройством зуба (рис. 3.1).

Наклонная поверхность сдвига $l - 3$ на рис. 3.1, *б* проходит внутри грунта.

Для несвязных грунтов по схеме (*a*)

$$\theta = \rho - \arctg(\gamma_c \varphi_r),$$

где $\gamma_c = 0,8$ – коэффициент условий работы; φ_r – угол внутреннего трения.

Для связных грунтов по схеме (*б*) коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{(\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\theta + 1)\operatorname{tg}\varphi l + c_l b l_c (N_I \cos^2 \theta)}{\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\theta},$$

где c_l – расчетное сопротивление сдвигу, кПа; l_c – длина участка сдвига, м.

Коэффициент устойчивости на сдвиг по линиям (схемы (*a*), (*б*))

$$\eta = (N_I \operatorname{tg}\varphi_I + c_I b l_I) / T_I,$$

где N_I , T_I , φ_I , c_I – расчетные величины нормальной и сдвигающей силы, угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта.

Расчет по деформациям выполняют из условий

$$s \leq s_u; \quad \bar{s} \leq \bar{s}_u; \quad \Delta_s / L \leq (\Delta_s / L)_u; \quad i \leq i_u; \quad u \leq u_u,$$

где $\bar{s} = \sum_{i=1}^n s_i A_{\phi i} / \sum_{i=1}^n A_{\phi i}$, s , i , u – устанавливаемые расчетом осадки,

крены, горизонтальные перемещения; s_u , \bar{s}_u , i_u , u_u – то же, предельные значения; Δ_s / L – относительная неравномерность осадок.

Относительная неравномерность осадок характеризуется перекосом, относительная – прогибом или выгибом, поперечным или продольным креном.

Для получения оптимального решения необходимо:

- выбрать наиболее эффективные (мало материалоемкие) подземные конструкции;
- из совместного расчета надземной и подземной частей здания определить усилия на фундаментах;
- из сравнения конкурентноспособных вариантов фундаментов выбрать наиболее экономичные по стоимости, трудозатратам, расходу материалов и технических возможностей строительных организаций;
- выполнить подробный расчет выбранного варианта фундаментов по 1 и 2 группам предельных характеристик грунта в пределах деформированной зоны, силовых, температурных или других нагрузок; реологических процессов в материалах;
- разработать при необходимости, водозащитные и конструктивные мероприятия по предохранению основания от неблагоприятных воздействий, а в отдельных случаях и по восстановлению проектных положений конструкций после неравномерных деформаций;
- запланировать в отдельных случаях программу по испытанию фундаментных конструкций и по наблюдению за деформацией зданий и сооружений.

3.2. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

По конструктивному решению фундаменты подразделяют на три группы: мелкозаложенные, глубокозаложенные и свайные.

Фундаменты мелкозаложенные. Их возводят в открытых траншеях или котлованах. К таким фундаментам относятся отдельные (ступенчатые или дисковые) (рис. 3.2), ленточные (под стены или ряды колонн), сплошные (плитные).

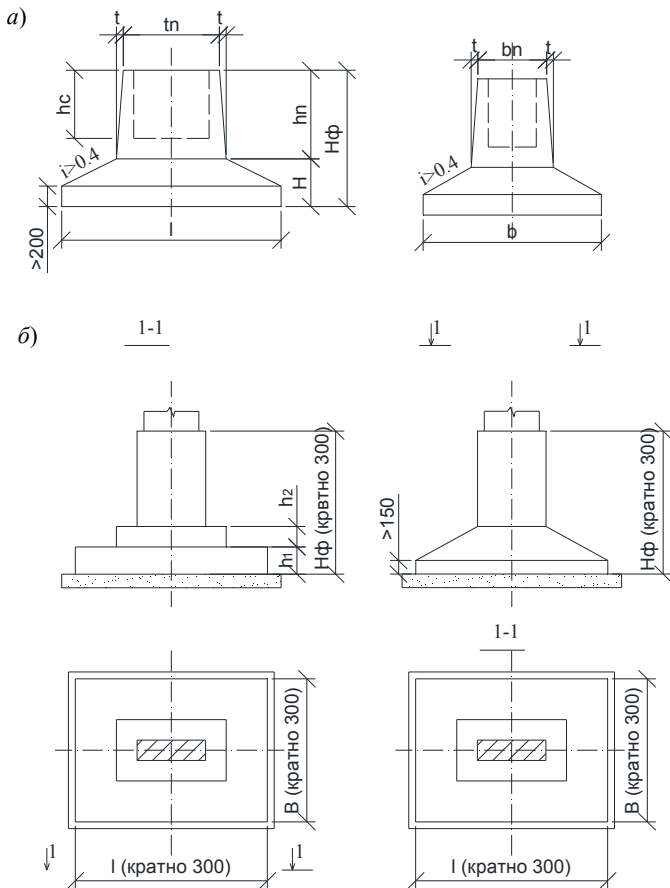


Рис. 3.2. Фундаменты со стаканной (а); без стаканной частей (б)

Глубину заложения фундаментов назначают исходя из геологических и гидрогеологических условий, глубины промерзания, назначения здания, наличия подвалов и подземных коммуникаций, глубины заложения фундаментов соседних зданий, величины и характера действующих нагрузок. Минимальная глубина заложения составляет 500 мм от уровня планировки или пола.

Усилия в фундаментах рекомендуют определять расчетом из условия совместной работы фундаментной конструкции и основания. В отдельных случаях следует учитывать неоднородность грунтов основания, неупругие деформации грунта и бетона.

Отдельные фундаменты устраивают из монолита и сборного железобетона, под сборные или монолитные железобетонные колонны, под пяти рам, под металлические колонны, со стаканной или без стаканной верхней частью, с низкой или высокой стаканной (под колонной) частью, со ступенчатой, пирамидальной или ребристой фундаментной плитой (рис. 3.3).

Ступенчатые фундаменты имеют одну степень при $h_{\phi} \leq 450$ мм, две ступени – при $h_{\phi} = 500 \dots 900$ мм и три ступени – при $h_{\phi} > 900$ мм. Высоту ступеней принимают кратными 50 мм, размеры в плане – кратными 100 мм. Верх фундаментов назначают на уровне верха фундаментной балки, на 50 мм ниже полов, а при наличии сборных железобетонных или стальных колонн – на 150 мм ниже отметки чистого пола.

Сборные отдельные фундаменты изготавливают из тяжелых бетонных классов В15...В25. Их устанавливают на песчано-гравийную уплотненную подготовку толщиной 100 мм. Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры принимают 35 мм при наличии бетонной подготовки и 70 мм при ее отсутствии. Размеры фундаментов являются кратными 200 мм.

Сборные колонны заделывают в специальные гнезда (стаканы) фундаментов. Глубину заделки принимают в 1 – 1,6 раза больше размера поперечного сечения колонн. Зазоры между колонной и стенками стакана должны быть не менее 50 мм внизу, поверху – 75 мм. Глубина стакана должны быть на 50 мм внизу, а дольше длины заделки колонны. Толщина плиты под гнездом должна быть не менее 200 мм.

Глубину заделки колонн d_c из условий анкеровки продольной арматуры диаметром d принимаем не менее $30d$ при бетоне класса В15 и менее; не менее $25d$ при бетоне класса В25 и более.

Кроме того, должны соблюдаться следующие конструктивные требования:

$$d_c \geq h_c \text{ и } t \geq \frac{h_c}{5} \text{ при } l_0 \leq 2h_c; \quad d_c \geq 1,4h_c \text{ и } t \geq \frac{h_c}{3} \text{ при } l_0 \leq 2h_c,$$

где h_c – высота поперечного сечения внецентренно сжатой колонны; t – толщина стенки стакана.

Ленточные фундаменты под сплошные стены выполняются в основном из сборных железобетонных блоков-подушек и бетонных стеновых блоков. Блоки-подушки могут быть сплошные, ребристые и пустотелые. Их изготавливают из бетона класса В15 и по низу армируют сеткой. Длина блока-подушки составляет 2380 и 1180 мм, ширину принимают кратной 200 мм. Блоки укладываются вплотную и с зазором (прерывистые фундаменты), позволяющим создать арочный эффект.

№	Марка	Эскиз	Размер мм			Класс бетона	Т Масса изделия, кг	Объем изделия, м ³	Расход стали, кг	Объем бетона, м ³	Вылет консоли, мм (не более)
			Ш	Д	В						
1	Ф40-24		4000	2400	600	В-25	7,96	3,12	704	3,04	1800
2	Ф40-16		4000	1600	600	В-25	5,85	2,34	429	3,24	1800

Рис. 3.3. Конструкция фундамента с ребрами

Ленточные фундаменты под колонны изготовляют из монолитного железобетона в виде перекрестных лент или в виде ленты под ряды колонн. Ширину ребра принимают исходя из размеров сечения колонн. Ширину подошвы b_f и высоту полки h_f определяют из расчета соответственно по деформациям и на продавливание.

Столбчатые фундаменты с угловыми вырезами. Это квадратные и прямоугольные в плане элементы, в углах которых предусмотрены вырезы (рис. 3.4). Благодаря арочному эффекту между смежными сторонами фундаментов в зоне вырезов грунт в этих местах участвует в работе и расчете оснований, выполняют по внешним габаритам фундамента (Б.Ж., 1989, № 11).

Экономия бетона (на 5...8%) достигается благодаря наличию угловых вырезов, а стали (на 10...75%) – уменьшению изгибающего момента по грани опорной конструкции на 10...12% из-за смещения центра тяжести эпюры контактных давлений в сторону расчетного сечения, обрыва арматуры по длине фундамента и отсутствия арматуры в зоне вырезов.

Распределение контактных напряжений в грунте, как и в традиционных фундаментах, имеет седловидную форму при расчетных нагрузках и параболическую – при разрушающих. Напряжения в арматуре по ширине фундамента распределяются более плавно. Согласно п. 2.41. СНиП 2.02.01–83 для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличить на 15%.

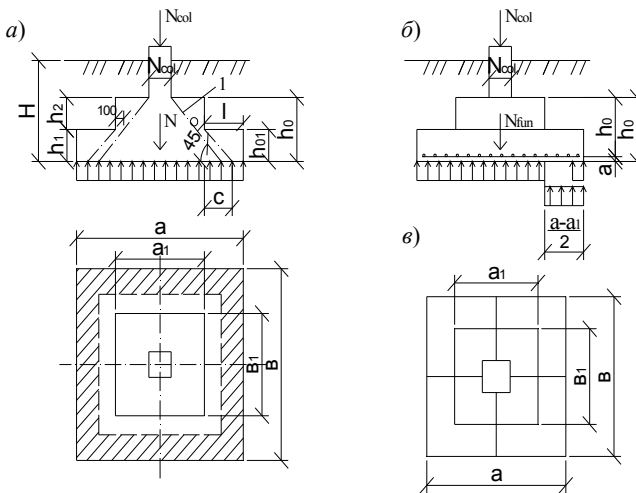


Рис. 3.4. К расчету отдельных центрально нагруженных фундаментов:
 l – пирамида продавливания

Разработаны тринадцать серий фундаментов с габаритами в плане 1,8...5,4 м с модулем 3Н (0,3 м) под расчетные сопротивления 0,15...0,50 МПа. Глубина вырезов фундаментов не превышает 1/6 ступени нижней ступени. Фундаменты выполняют из бетона класса В15 и армированы двумя взаимно перпендикулярными сварными сетками из арматуры класса А400. Расчет по трещиностойкости выполняют при соотношениях действующих усилий от кратковременного и длительного действия нагрузки $M_{sh,n}/M_{ser} = 0,1; 0,2$ и $0,3$.

В О.Ф. и М.Г., 1985, № 2 приведены результаты экспериментальных исследований влияния форм железобетонного ленточного фундамента с вырезами на характер распределения нормальных контактных напряжений по подошве. Опыты проводили на поверхности виброуплотненного песка средней крупности с характеристиками: $\rho = 1,67$ г/см³; $\omega = 0,035$; $c = 2$ кПа; $\varphi = 34^\circ$.

Переменными параметрами являлись: относительные размеры поверхности контакта (рис. 3.5, б – з), процент армирования μ критического сечения «m–m» (рис. 3.5, д). Очертания эпюры σ у жесткого фундамента существенно зависят от его формы и внешней нагрузки. Приращение нагрузки воспринимается основанием под центральной частью фундамента, в которой реактивный отпор грунта растет. Эпюра принимает криволинейное очертание с максимальным значением по продольной оси симметрии фундамента. Под консольным выступом возникает уплотненное ядро в виде клина, а между выступами – боковые зоны предельного состояния.

За условную стабилизацию напряжений (например, c_{def}) принято σ_0 , при котором приращение ординат эпюры в его центре тяжести практически прекращается.

Расчет фундамента состоит из двух частей: расчет основания (определяют форму, размеры подошвы) и тела фундамента (высоту, размеры его ступеней и сечение арматуры).

Определение размеров подошвы фундамента производят при допущении, что давление на грунт по подошве фундамента распределяется по линейному закону (рис. 3.4). При центральном нагружении распределение давления зависит от свойств грунта и жесткости фундамента. Как показали исследования, принятое допущение упрощает расчет и не приводит к существенным ошибкам.

Нагрузкой, создающей давление на грунт, является продольная сила N_{col} , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях N_{fun} . Площадь подошвы A должна

быть подобрана так, чтобы среднее давление превышало расчетное давление на грунт R .

$$(N_{\text{col}} + N_{\text{fun}})/A < R.$$

Продольные усилия принимаем с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, расчет основания производится по деформациям. Обозначаем глубину заложения фундамента H и принимаем средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$, и получаем

$$(N_{\text{col}} + AH\gamma_m)/A < R.$$

Откуда

$$A > N_{\text{col}}/(R - \gamma_m H).$$

После расчета основания переходим к расчету прочности фундамента. Высоту фундамента определяем из условия его прочности на продавливание. Продавливание происходит по поверхности пирамиды. Боковые стороны начинаются у колонны и наклонены под 45° к вертикали (рис. 3.4, а). В качестве расчетной продавливающей силы F принимают силу N_{col} за вычетом отпора грунта p , распределенного по площади нижнего основания пирамиды продавливания. При квадратной колонне со стороной h_{col} площадь нижнего основания будет $(h_{\text{col}} + 2h_0)^2$, тогда

$$F = N_{\text{col}} - p(h_{\text{col}} + 2h_0)^2,$$

где N_{col} – расчетное продольное усилие; p – отпор грунта от расчетного продольного усилия без учета веса фундамента и грунта на его ступенях.

Условие прочности на продавливание имеет вид

$$u_m = [4h_{\text{col}} + 4(h_{\text{col}} + 2h_0)]/2 = 4(h_{\text{col}} + h_0),$$

где u_m – среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания.

Высота центрально нагруженного фундамента с квадратной подошвой может быть вычислена по приближенной формуле

$$h_0 = \frac{h_{\text{col}}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_{\text{col}}}{R_{bt} + p}},$$

тогда полная высота фундамента будет $h = h_0 + a$ (рис. 3.4, б).

Причинами разрушения фундамента под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана и раскалывание фундамента (рис. 3.4, в). Проверку фундамента на раскалывание делают из условия

$$N_{\text{col}} < 2\mu\gamma_1 A_1 R_b,$$

где μ – коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коэффициент условия работы фундамента в грунте, $\gamma_1 = 1,3$; A_1 – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, за вычетом площади стакана.

Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высота нижней ступени должна быть также проверена на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном:

$$Q = p(1 - c)b < 1,5R_{bt} h_0^2 / c.$$

Армирование фундамента по подошве определяется расчетом по сечениям I–I, II–II; значения изгибающих моментов в этих сечениях как для консольных балок:

$$\begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125p(a - h_{\text{col}})^2 b; \\ M_{II-II} &= 0,125p(a - a_1)^2 b. \end{aligned}$$

Требуемую площадь арматуры, воспринимающую растягивающие напряжения при изгибе в сечении I–I на всю ширину фундамента, определяют из условия $M_{I-I} = R_s A_{s1} z_1$, приняв $z_1 \approx 0,9h_0$:

$$A_{s1} = M_{I-I} / (0,9h_0 R_s).$$

Аналогично для сечения II–II

$$A_{s2} = M_{II-II} / (0,9h_{01} R_s).$$

Из двух значений A_{s1} и A_{s2} выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и числа стержней. При ширине подошвы фундамента более 3 м в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на 1/10 длины в каждую сторону.

Отдельные внецентренно нагруженные фундаменты. Внецентренно нагруженными являются фундаменты при $e_0 > e_a$, где e_a – случайный эксцентриситет.

При действии значительных моментов и поперечных сил внецентренно нагруженные фундаменты целесообразно устраивать с подошвой прямоугольной формы, вытянутой вдоль плоскости действия момента. Соотношения сторон фундамента принимают в пределах 0,6...0,9. Возможные эпюры давления на грунт представлены на рис. 3.5, б – з. В ряде случаев принимают трапецеидальную эпюру напряжений при прямоугольной форме подошвы.

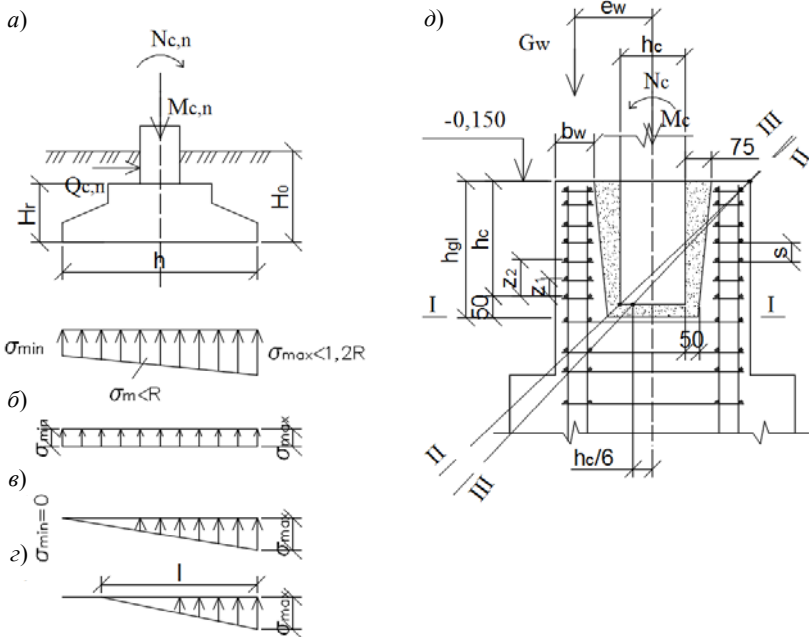


Рис. 3.5. Внецентренно нагруженный фундамент:

a – схема приложений нагрузок; *б* – *в* – эпюры давления на грунт, соответственно, трапецидальная, треугольная без отрыва от подошвы ($e = h_r/6$), треугольная с отрывом подошвы от грунта ($h_r/6 < e_0 \leq h_r/6$); *д* – армирование оголовника

Ординаты эпюр определяются по формулам сложного сопротивления:

$$\text{при } e = (M_{r,n}/N_{r,n}) \leq h_r/6$$

$$\sigma_{\max, \min} = N_{r,n} (1 \pm 6e/h_r) h_r b_r;$$

$$\text{при } e = (M_{r,n}/N_{r,n}) > h_r/6$$

$$\sigma_{\max} = 2N_{r,n}/3b_r (0,5h_r - e);$$

$$M_{r,n} = M_n + Q_n H_r; \quad N_{r,n} = N_n + H_0 h_r b_r \gamma_m,$$

где M_n , N_n , Q_n – нормативные значения соответственно изгибающего момента, нормальной и поперечной сил на уровне верха фундамента; $M_{r,n}$ и $N_{r,n}$ – нормативные значения соответственно изгибающего момента и нормальной силы на уровне подошвы фундамента.

Нормативные значения усилий определяют при $\gamma_f = 1$.

В практике проектирования определение усилий производится при действии расчетных нагрузок, т.е. с учетом $\gamma_f > 1$. В этом случае нормативные значения усилий для расчета основания можно получить по результатам статического расчета, разделив их на определенный коэффициент надежности по нагрузкам γ_f .

В зависимости от типа здания и характера нагрузок значения этого коэффициента принимаются равными:

для одноэтажных производственных зданий: бескрановых – 1,15; оборудованных кранами – 1,15...1,18;

для многоэтажных производственных зданий при полезных нагрузках на перекрытия, определенных с $\gamma_f \leq 1,2$ – 1,5; $\gamma_f > 1,2$ – 1,16...1,25;

для многоэтажных зданий административно-бытового назначения: если в нагрузку не входит вес стен – 1,18; если в нагрузку входит вес стен – 1,15.

При проектировании внецентренно нагруженных фундаментов и окончательном определении размеров ее подошвы должны соблюдаться условия:

$$\sigma_{\max} \leq 1,2R; \quad \sigma_m = N_{r,n}/(h_r b_r) \leq R.$$

Характер эпюры напряжений под подошвой зависит от назначения зданий и характера действующих нагрузок. В многоэтажных зданиях, одноэтажных производственных зданиях с кранами грузоподъемностью $Q \geq 75$ т $\sigma_{\min} \geq \Delta 0,25 \sigma_{\max}$ (рис. 3.5, б); при кранах с $Q < 75$ т принимают эпюру по рис. 3.5, в; в бескрановых зданиях при расчете на дополнительные сочетания нагрузок – по рис. 3.5, г.

Прочность тела внецентренно нагруженного фундамента рассчитывают по аналогии с расчетом центрально нагруженных фундаментов, но в оголовнике (рис. 3.5, д) рассчитывают продольную и поперечную арматуры. За расчетное принимают сечение I–I на уровне дна стакана. Усилия в этом сечении определяют по формулам

$$M_I = M_c + Q_c h_g l + G_w e_w; \quad N_I = N_c + G_w,$$

где M_c , N_c , Q_c – расчетные значения усилий в колонне на уровне верха стакана; M_I , N_I – усилия в сечении I–I; G_w – расчетное значение веса части стены, передающейся на фундамент; e_w – эксцентриситет силы G_w относительно оси фундамента.

Площадь сечения продольной арматуры в стенках стакана определяют расчетом, приведя коробчатое сечение к тавровому.

При

$$e_0 = M_1/N_1 \leq h_c/6$$

поперечную арматуру стакана ставят по конструктивным соображениям; в противном случае – по расчету на действие момента относительно точек A и B (рис. 3.5, δ):

$$\left(\sum_1^n R_{si} A_{si} z_i \right)_A = M_A;$$
$$\left(\sum_1^n R_{si} A_{si} z_i \right)_B = M_B.$$

При эксцентриситете внешних сил $e_0 = M_1/N_1 \leq h_c/2$ используют первое уравнение, в котором

$$M_A = 0,8[M_c + Q_c h_{gl} + G(e_w - h_c/2) - N_c h_c/2];$$

при $h_c/6 < e_0 < h_c/2$ – второе, где

$$M_B = M_c + Q_c h_{gl} - 0,7 N_c e_0.$$

Если стакан заглублен в плитную часть, то вся арматура, подсчитанная, размещенная в пределах стенок стакана.

Подколонник монолитных железобетонных фундаментов при необходимости (значительных высотах и больших горизонтальных силах) рассчитывают на действие усилий по низу подколонника.

Щелевые фундаменты. Щель в грунте прорезают с помощью бурового механизма, навешанного на базовый трактор. Щель заполняется бетоном или забивают в нее клинообразный фундаментный блок. Возможен вариант вытрамбовывания клинообразной щели и последующим бетонированием. Конструкция щелевого фундамента включает вертикальные стенки и объединяющую сверху плиту (рис. 3.6, 3.7).

Несущая способность щелевого фундамента зависит, в первую очередь, от расстояния между стенками (рис. 3.8, 3.9).

При небольшом расстоянии между ними несущая способность фундамента будет минимальной вследствие взаимного влияния стенок одна на другую (рис. 3.8). С увеличением расстояния несущая способность возрастает до максимального значения, а затем снижается (рис. 3.9). Щелевые фундаменты могут успешно применяться при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок (рис. 3.10).

Применение щелевых фундаментов, по сравнению с другими фундаментами, позволяет снизить объемы земляных работ до 5 – 10 раз, расход арматуры и бетона до 1,2–1,5 раз, трудоемкость работ и сроки их выполнения до 1,5–2 раз.

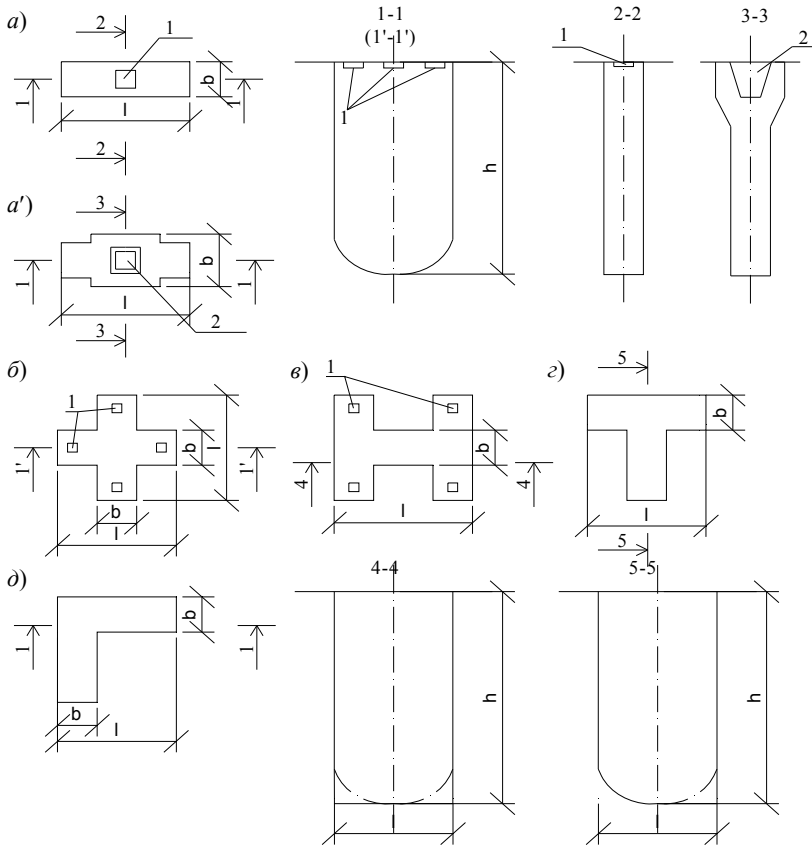


Рис. 3.6. Основные виды конструкций столбчатых щелевых фундаментов по форме в плане:

a, a' – прямоугольные; *б* – крестообразные; *в* – двутавровые;

г – тавровые или Т-образные; *д* – уголкового или Г-образные;

1 – закладная деталь для опирания и крепления металлической колонны;

2 – стакан для заделки железобетонной колонны

В зависимости от глубины заложения, конструкции, технологии устройства и других факторов щелевые фундаменты подразделяются на отдельные виды.

По глубине заложения различают фундаменты:

– мелкого заложения шириной 0,1...0,6 м и глубиной от 1 до 3 м, реже до 5 м;

– глубокие, устраиваемые в щелях шириной 0,4...1,0 м на глубину до 20...25 м и более.

По виду конструкций щелевые фундаменты выполняются столбчатыми, ленточными и реже многощелевыми в сочетании с плитами.

Столбчатые щелевые фундаменты применяются как отдельно стоящими под колонны каркасных зданий и сооружений, так и с фундаментными блоками. Они имеют в плане форму (см. рис. 3.6):

а) прямоугольника (рис. 3.6, а) с длинной стороной обычно в направлении действия момента M , горизонтальной силы H или опирания фундаментных балок;

а') прямоугольника (рис. 3.6, а) с уширенной в верхней средней частью под стакан для заделки сборной железобетонной колонны;

б) креста (рис. 3.6, б), применяемые главным образом под колонны каркасных зданий с моментами M и горизонтальными силами H , действующими в 2-х направлениях или для зданий с несущими стенами в местах их пересечения;

в) тавра (двутавра) с одной срезанной полкой, или Т-образные, чаще всего применяемые в зданиях с несущими стенами в местах примыкания поперечной стены и продольной, либо продольной к поперечной, а также в каркасных зданиях (например, из 3-х шарнирных рам), в которых моменты M и горизонтальные нагрузки H от них близки или превышают вертикальные нагрузки N ;

г) двутавра (Н-образные), наиболее целесообразные под 2- и 4-ветвевые колонны как отдельно стоящих сооружений (например, опоры мачт, столбов ЛЭП и др.), так и иногда каркасных зданий;

д) уголка (Г-образные), чаще всего применяемые в углах зданий с несущими стенами.

Интересна конструкция пространственного блока с щелевидными стенками (рис. 3.7).

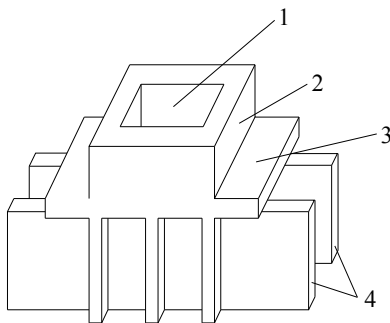


Рис. 3.7. Щелевой пространственный фундамент:

1 – стакан; 2 – подколонник; 3 – плитная часть; 4 – вертикальные стенки

В практике часто применяют двухщелевые фундаменты (рис. 3.8). Эффективные решения достигаются при оптимальном расстоянии между стенками (рис. 3.8, 3.9)

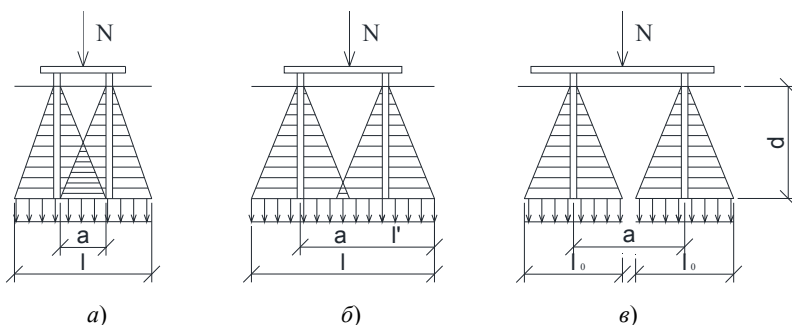


Рис. 3.8. Схемы взаимодействия щелевых фундаментов:

$a, б$ – напряженные зоны пересекаются; $в$ – не пересекаются и отсутствует взаимное влияние стенок;
 a – ширина щелевого фундамента и несущая способность минимальны

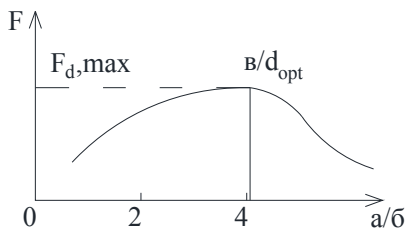


Рис. 3.9. Зависимость несущей способности двухщелевого фундамента от расстояния между стенками:

a – расстояние между стенками; b – толщина стенок

Характер работы щелевых фундаментов на совместное действие вертикальной и горизонтальной силы такой же, как и для буронабивных свай (рис. 3.10). Однако за счет выбора формы может быть достигнут существенный эффект.

Ленточные фундаменты под несущие стены. Их устанавливают преимущественно сборными, состоящими из блоков-подушек и фундаментных блоков. Блоки-подушки могут быть постоянной и переменной толщины, сплошными, ребристыми и пустотными. Укладывают их вплотную или с зазорами. Фундаментные блоки обычно имеют прямоугольную форму.

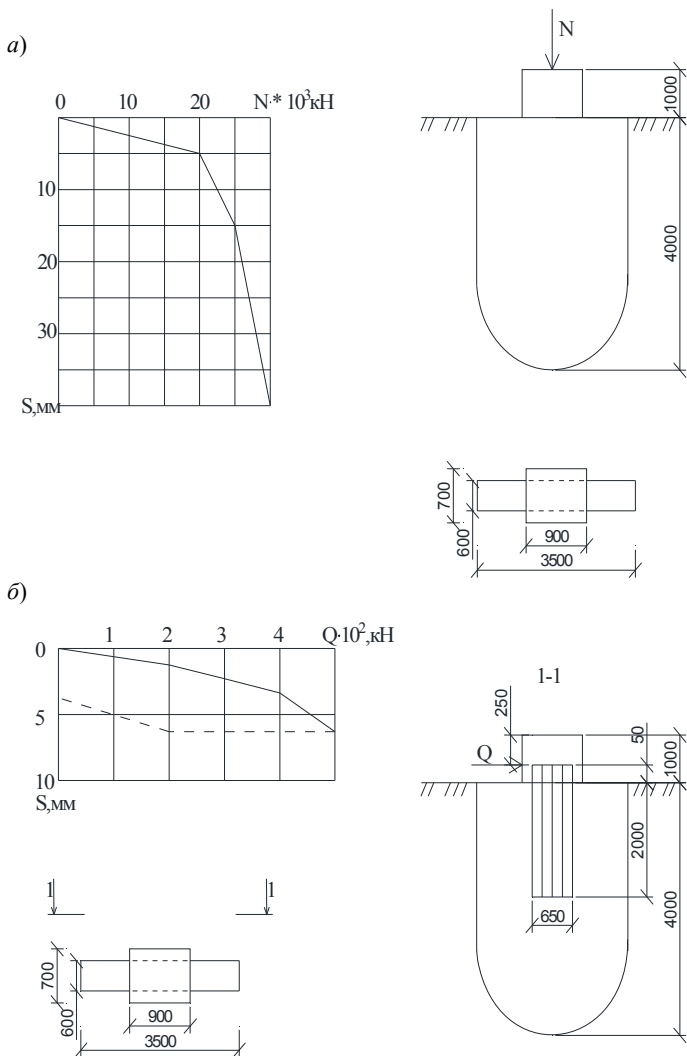


Рис. 3.10. Результаты испытаний щелевых фундаментов (опыты УПИ):
a – на нормальную сжимающую нагрузку; *б* – на горизонтальную нагрузку

Рассчитывают только блоки – подушки, выступы которых работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта. Давление от массы подушки и грунта на ней не учитывают. Требуемую ширину подушки определяют по формуле

$$B_f = N / (R_0 l),$$

где l – длина участка, на котором производят расчет; N – расчетное значение нормальной оси.

Если полученная величина b_f оказывается меньше соответствующей ширины подушки из каталога, то их укладывают с раздвижкой (3.11, в):

$$a = l(b - b_f) / b_f,$$

где a – расстояние между блоками; l , b – соответственно длина и ширина блока по каталогу.

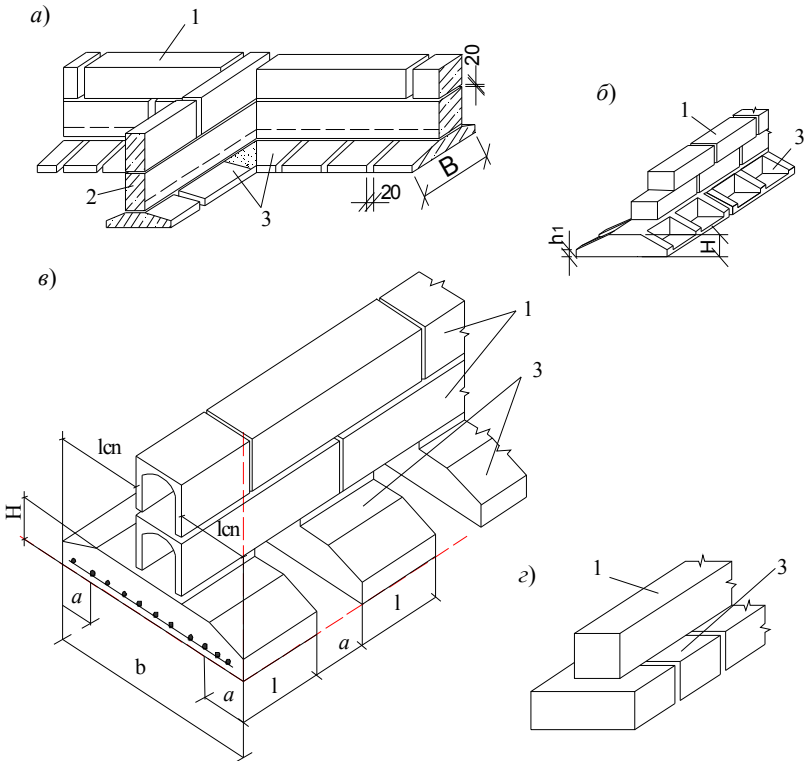
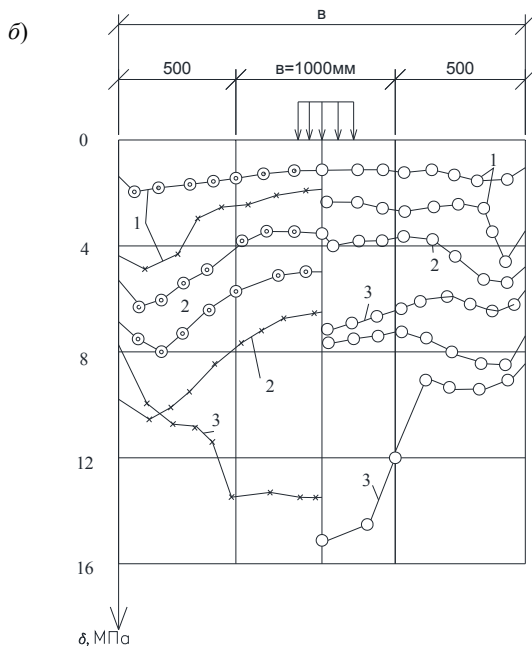
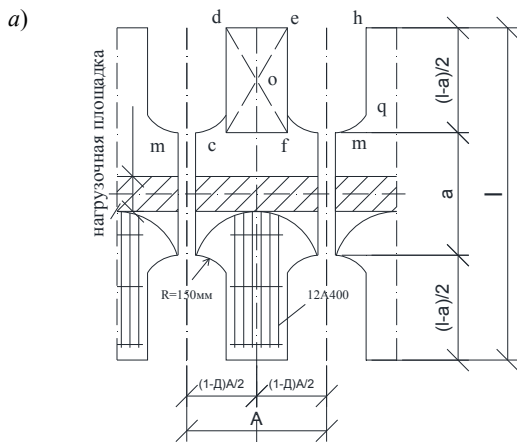


Рис. 3.11. Ленточный фундаменты под сплошные стены:

a – с подушками сплошного сечения; b – с ребристыми подушками;

$в$ – с раздвинутыми подушками; $г$ – с подушками постоянной высоты;

l – фундаментные блоки; 2 – ребристые подушки; 3 – сплошные подушки



**Рис. 3.12. Фрагмент ленточного фундамента (а); эпюра контактных напряжений (б); для фундамента сплошного жесткого и конечной жесткости, с вырезами жесткого \odot и конечной жесткости \circ при \bar{F}_u :
 $1 - 0,1$; $2 - 0,22$; $3 - 0,32$**

По изгибающему моменту в месте сопряжения подушек и фундаментного блока

$$M = 0,5\sigma_{rm} l_{cn}^2,$$

подбирают сечение продольной арматуры как для изгибаемого элемента прямоугольной формы; l_{cn} – вылет консоли, подушки; σ_{rm} – отпор грунта.

Высоту подушки H принимают не менее 200 мм, но так, чтобы не требовалась установка расчетной поперечной арматуры при действии поперечной силы

$$Q = \sigma_{rm} l_{cn} l.$$

Армируют подушки сварными сетками со стержневой рифленой арматурой. При вылете консоли подушки $c > 750$ мм половину рабочей арматуры рекомендуется обрывать на расстоянии $a = 0,5l_{cn} - 20d$ от конца консоли подушки ленты.

Сборные составные и сборно-монолитные фундаменты. Конструкции их разработаны в ЦНИИ промзданий (рис. 3.13; 3.14) применительно к объектам с большими нагрузками. Экспериментально исследовались особенности взаимодействия между отдельными элементами и способы повышения удельной несущей способности.

Отметки подошв фундаментов принимают равными $-1,65$; $-1,95$; $-2,55$ и $-3,15$. Размеры определены для интервала изменения расчетных давлений на грунт.

Фундамент состоит из двух фундаментных плит, уложенных с зазором 600 мм, и подколонника, имеющего стакан для заделки колонн. Расчетное давление на грунт определяют как под подошвой сплошного фундамента, т.е. с учетом влияния распределительной способностью грунта основания и арочного эффекта.

Подколонник устанавливают в пазы фундаментных плит с тщательной заделкой швов. Ширина фундамента не превышает 3 м, а масса 13 т. Фундаменты изготавливаются из бетона класса В25.

Другим видом фундамента, также разработанным в ЦНИИ промзданий, является фундамент с монолитной железобетонной подошвой и сборно-монолитным подколонником (рис. 3.14). Глубина заложения подошвы фундаментов, например на объектах черной металлургии, достигает 15 м. Это связано с наличием подземного хозяйства. Размеры подколонников стальных колонн часто равны следующим 1,2×2,4; 1,2×3; 1,5×3; 1,5×3,6 м.

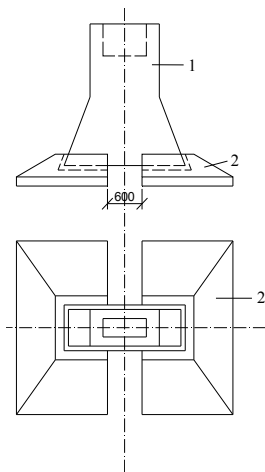


Рис. 3.13. Сборный составной фундамент:
 1 – подколонник; 2 – плита

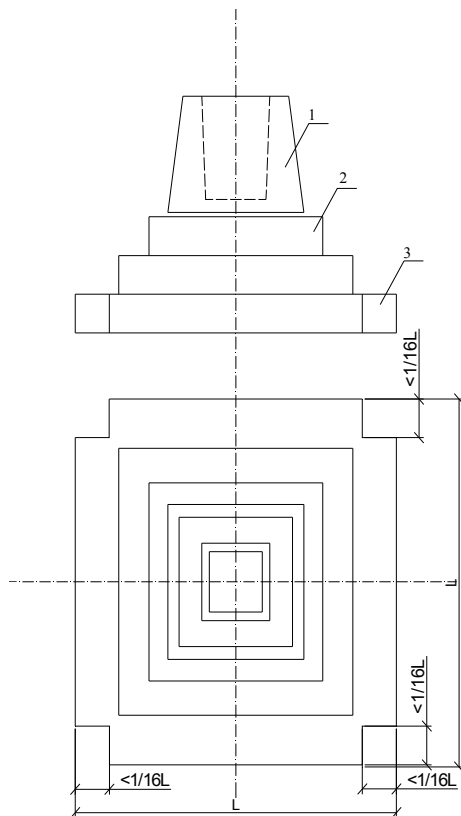


Рис. 3.14. Сборно-монолитный столбчатый фундамент:
 1 – сборный башмак; 2 – монолитная часть;
 3 – вырез

Плоские плиты устанавливают по рабочим сторонам фундамента и включают в себя рабочую арматуру подколонника. По нерабочим зонам устанавливают щитовую деревянную или деревометаллическую опалубку.

Фундаменты с пустотообразователями. Для образования замкнутых пустот применяются картонные вкладыши-пустотообразователи (рис. 3.15, 3.16). Разработана технология получения труб диаметром 50...500 мм из отходов производства толерубероидных заводов. В плитной части рекомендуют применять пустотообразователи в виде шарового сегмента или конуса.

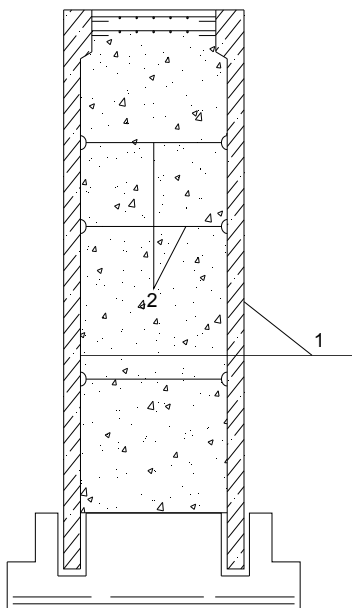


Рис. 3.15. Сборно-монолитный фундамент:

1 – железобетонная плита;
2 – металлические тяжи

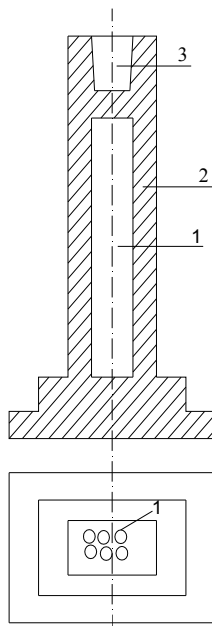


Рис. 3.16. Схема фундамента с пустообразователями:

1 – плита; 2 – подколонник;
3 – стакан

Фундаменты с пустотелым подколонником. Конструкция их (рис. 3.17) напоминает фундаменты-оболочки. Однако здесь подколонник имеет постоянное по высоте сечение.

Столчатые фундаменты под стены. Их применяют в бесподвальных или этажных зданиях при небольших нагрузках (рис. 3.18).

Буронабивные сваи. В грунте пробуривают скважину, устанавливают арматурный каркас и укладывают бетонную смесь. Бетон принимают классов В15...В20, арматуру – А300, А400. Сваи изготавливают длиной до 50 м, арматуру применяют диаметром от 14 до 25 мм, число продольных стержней от 6 до 16.

Сваи без уширения изготавливают диаметрами 400, 500, 600, 800, 1000 и 1200 мм.

Отношение диаметра поперечного сечения ствола к диаметру уширения составляет: 500/1200; 500/1400; 600/1600; 800/1800. В мостостроении изготавливаются сваи с диаметром уширения до 3,5 м и более.

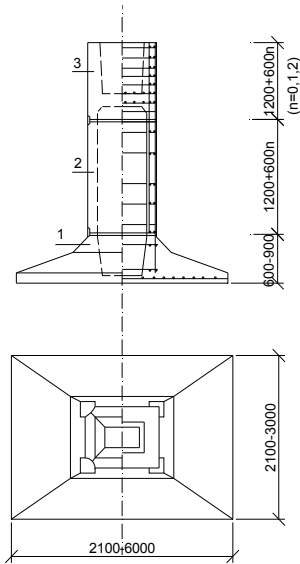


Рис. 3.17. Фундамент с пустотелым подколонником:
 1 – плитная часть; 2 – подколонник; 3 – стакан

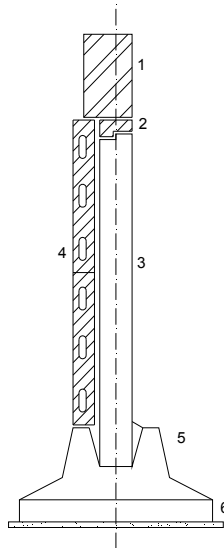


Рис. 3.18. Схема столбчатого фундамента под стены здания:
 1 – стена; 2 – фундаментная балка; 3 – столб; 4 – панель;
 5 – фундамент; 6 – подготовка

Предельная длина арматурных классов для свай диаметром 500... 600 мм составляет 14 м, диаметром 1000...1200 мм – 10 м (рис. 3.19).

В отдельных случаях эффективны короткие буронабивные фунда-менты (рис. 3.20, 3.21).

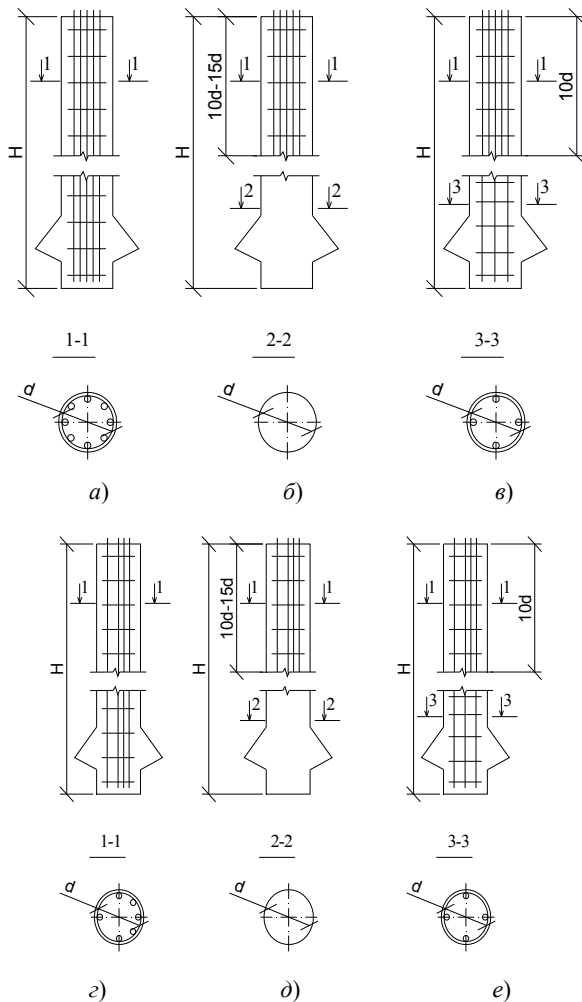


Рис. 3.19. Буронабивные сваи с равномерно распределенным (а – в) и сосредоточенным несимметричным (z – е) армированием:

а, z – с каркасом по всей длине сваи; б, д – с оборванным каркасом;
в, е – с частично оборванным каркасом

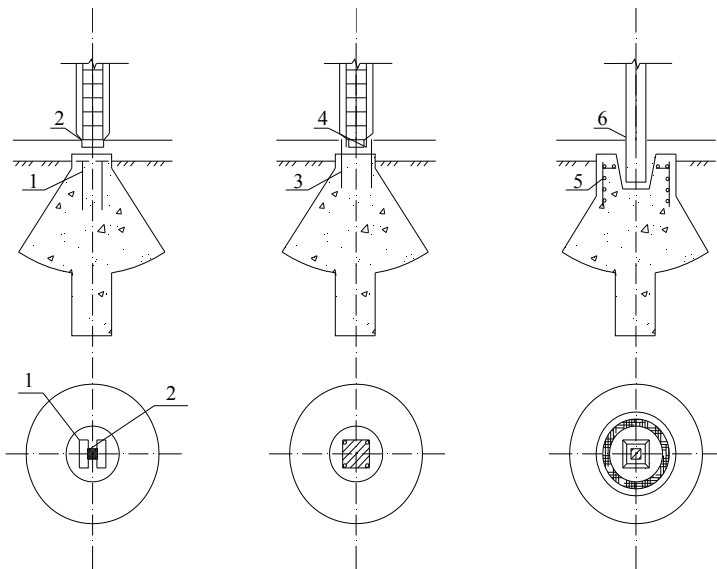


Рис. 3.20. Опирание железобетонных колонн:

1 – закладные детали в шейке фундамента; 2 – закладные детали колонны;
 3 – анкерные стержни (выпуски); 4 – арматура колонны; 5 – армированный стакан в уширенной шейке фундамента; 6 – колонна

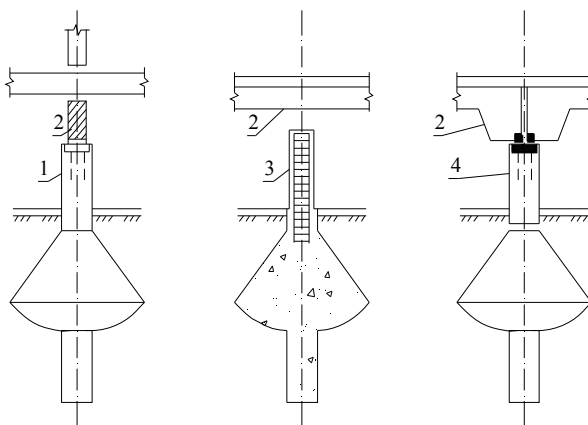


Рис. 3.21. Опирание подстенных балок:

1 – бетонная шейка фундамента; 2 – подстенная балка; 3 – железобетонная колонна подвала; 4 – сборный бетонный столбик

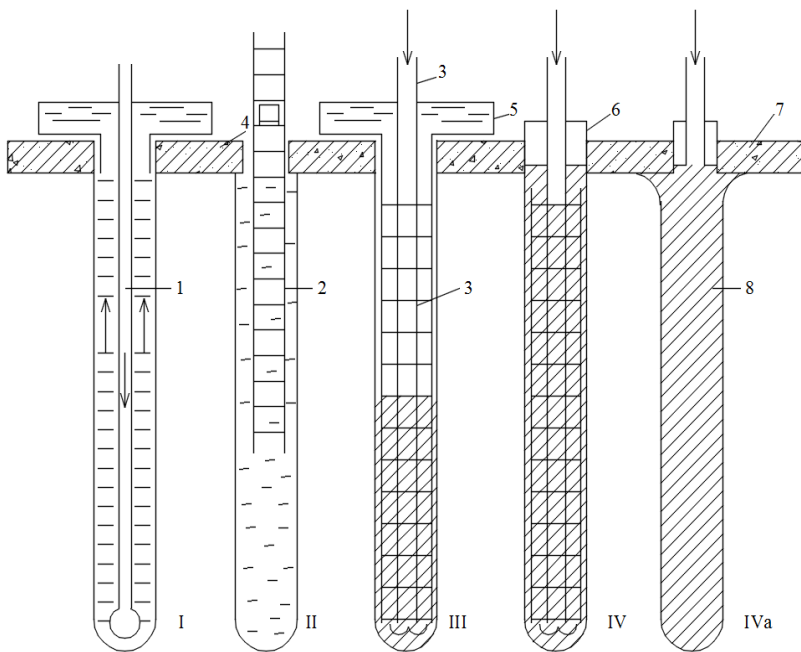


Рис. 3.22. Технологическая схема изготовления буринъекционных свай с промывкой скважин бентонитовым раствором:

- I – бурение скважин шарошечным долотом; II – установка арматурного каркаса;
 III – установка инъекционной трубы и заполнение скважины раствором;
 IV – установка тампона и опрессовка скважины с забоя; IVa – опрессовка скважины с устья (1 – буровой став; 2 – армокаркас; 3 – инъекционная труба; 4 – усиливаемый фундамент; 5 – устьевой лоток; 6 – тампон с сальником; 7 – усиливаемая фундаментная часть свай; 8 – готовая свая)

Буринъекционные сваи. Рекомендации по проектированию и устройству таких свай разработаны в НИИ оснований и подземных сооружений в 1984 г. (рис. 3.22).

Сборно-монолитные фундаменты с предварительным напряжением арматуры. Такие фундаменты под каркасы рамных конструкций жилых зданий рассмотрены в О.Ф. и М.Г., 1987, № 2. Фундаменты собираются из железобетонных опорных крестообразных блоков с отверстиями для пропуска предварительно-напряженной арматуры и расположенных между ними железобетонных корытообразных и прямоугольных элементов, распределяющих давление.

Монтаж осуществляется следующим образом. На дно котлована насыпают слой песка толщиной 10 см и на него укладывают в проектное положение крестообразные блоки, между которыми устанавливают корытообразные панели и доборные элементы. В панели крестообразных элементов протаскивают пучки высокопрочной проволоки или пряди. Швы между кресто- и корытообразными элементами заполняют раствором. После твердения раствора натягивают арматуру. Каналы инъецируют цементным раствором.

Характер распределения усилий в рамно-связевых системах позволяет рассматривать фундамент как жесткое целое. Напряжение на грунт определяют по обычным формулам сопротивления материалов.

Фундаменты под распорные конструкции. Размеры сборных фундаментов приведены в табл. 3.1 (рис. 3.23).

Рамные фундаменты. Некоторые сведения об этих фундаментах приведены в [46]. Преимуществом их является высокая удельная несущая способность. Фундаменты состоят из стоек и плиты (горизонтальной и наклонной) (рис. 3.24).

Фундамент на промежуточной подготовке. Метод возведения таких фундаментов состоит в следующем: на выравненной поверхности грунта основания по оси фундамента устраивают жесткую подготовку в виде слоя щебня или бетона.

Таблица 3.1

Типоразмер фундамента	Марка фундамента	Размеры, мм			Объем бетона, м ³	Масса стали, кг
		<i>l</i>	<i>h_f</i>	<i>b</i>		
1	Ф15.15.12	1500	1200	1500	0,81	39,61
2	Ф21.09.12	2100	1200	900	0,77	37,03
3	Ф21.12.12	2100	1200	1200	0,89	41,56
4	Ф15.15.18	1500	1800	1500	1,07	42,50
5	Ф21.09.18	2100	1800	900	1,00	39,92
6	Ф21.12.18	2100	1800	1200	1,12	44,45
7	Ф21.09.21	2100	2100	900	1,08	41,37
8	Ф21.12.21	2100	2100	1200	1,19	49,90
9	Ф21.09.24	2100	2400	900	1,08	42,84
10	Ф21.12.24	2100	2400	1200	1,20	47,37

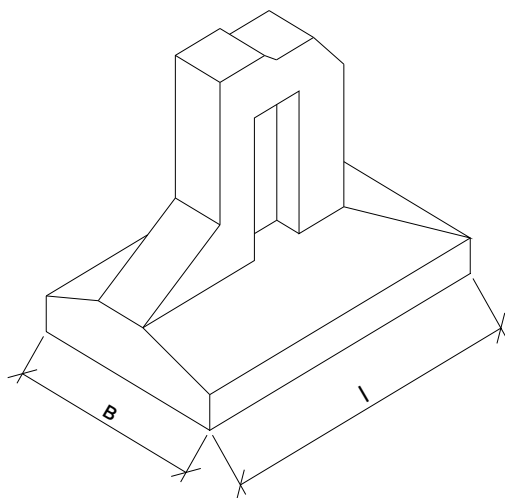


Рис. 3.23. Схема отдельного фундамента под распорные конструкции

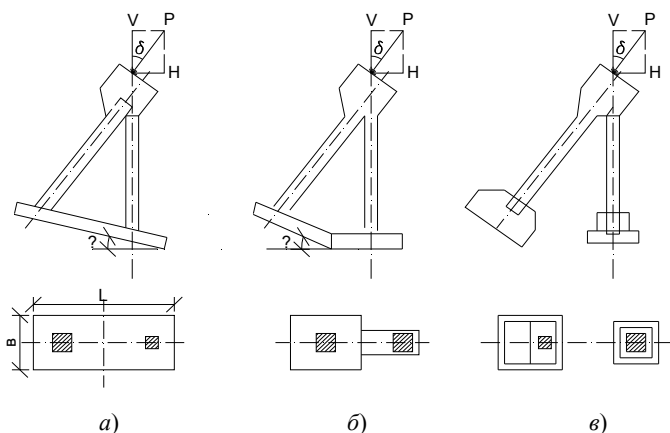


Рис. 3.24. Схема монолитных (а); сборных (б); рамных (в) фундаментов

Затем подготовку задавливают на всю толщину. В результате этого под центром появляется область повышенной плотности, оказывающая влияние на распределение контактных давлений. Ординаты эпюры давлений возрастают под центром штампа и уменьшаются в краевых зонах. Вследствие этого происходит уменьшение изгибающих моментов, действующих в расчетном сечении фундамента (рис. 3.25).

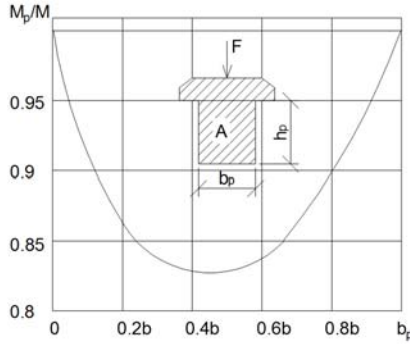


Рис. 3.25. Зависимость относительного изгибающего момента M_p/M в расчетном сечении фундамента от ширины жесткой части промежуточной подготовки (О. В. Быцутенко, 1985; Е. А. Сорочан, 1986):

M_p – момент для фундамента на промежуточной подготовке;

M – момент для фундамента на естественном основании

Как видно, наибольшее уменьшение изгибающего момента отмечается при использовании промежуточной подготовки с шириной ее жесткой части, находящейся в пределах от $0,3b_p$ до $0,6b_p$. Уменьшение осадки тем больше, чем больше ширина жесткой части промежуточной подготовки (рис. 3.26).

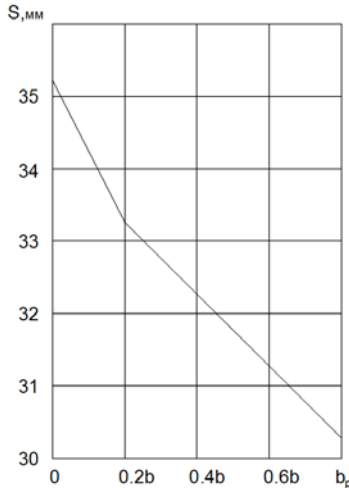


Рис. 3.26. Зависимость осадки штампа s от ширины жесткой части промежуточной подготовки b_p при глубине зоны уплотнения $h_p = 0,86b$

Увеличение глубины зоны уплотнения h_p приводит к уменьшению осадки штампа. Градиент этого уменьшения тем больше, чем больше ширина жесткой части промежуточной подготовки.

Прерывистые фундаменты. К ним относят фундаменты, работающие совместно с основанием как под подошвой, так и в промежутке между блоками подушками. По конструктивному устройству прерывистые фундаменты разделяют на частично и полностью прерывистые. В первых имеются промежутки только между блоками-подушками, во вторых, кроме того, между фундаментными стеновыми блоками. К классу прерывистых относят и столбовые фундаменты, если расстояние между ними такое, что они влияют на работу друг друга (Е. А. Сорочан, 1959; В. Ф. Разоренов, 1980).

По конструктивным особенностям прерывистые фундаменты подразделяют на прерывистые, решетчатые, прерывисто-кольцевые, полые прерывисто-квадратные, прерывисто-комбинированные, прерывисто-комбинированные с оболочками в виде круговых конусов, прерывисто-шпальные, прерывистые в вытрамбованных котлованах. Прерывисто-шпальные фундаменты показаны на рис. 3.28.

Рассматриваемые фундаменты целесообразно применять в непроходочных сейсмических районах. Армированные обвязочные пояса устраивают по верху прерывистых фундаментах стен на отметке ниже планировочной. При строительстве на слабых равномерно сжимаемых основаниях кроме устройства армированных обвязочных поясов необходимо устройство армированных швов по верху фундаментных блоков-подушек.

Для обоснования теории расчета прерывистых фундаментов в стадии предельного равновесия грунта использованы основные положения метода М. М. Протоdjяконова о напряженно-деформированном состоянии грунта под горными выработками. Полагают, что также как и над горными выработками в промежутках между блоками-подушками прерывистых фундаментов возникают несущие грунтовые своды (арочный эффект) (рис. 3.27 – 3.29).

Грунтовой свод над горными выработками обращен выпуклостью вверх, а над прерывными фундаментами – выпуклостью вниз. Предельное сопротивление сдвигу над горными выработками, под непрерывными и прерывистыми фундаментами считают примерно одинаковым.

К основным показателям совместной работы прерывистых фундаментов с основаниями относят расчетные и предельные деформации давления грунтов-оснований, расчетные границы сжимаемой толщи оснований, предельные объемлющие траектории скольжения частиц грунта-основания, расчетные и прерывистые промежутки (расстояния) между блокам-подушками прерывистых фундаментов.

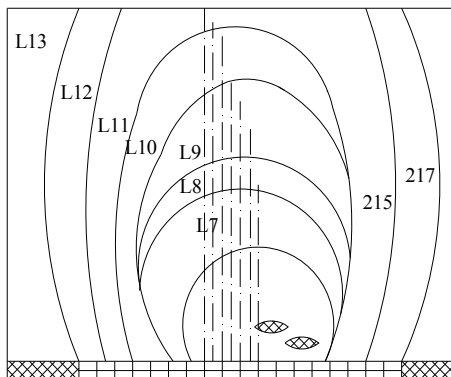


Рис. 3.27. Очертание сводов в песке, образующихся после обрушения песка при удалении плашек из дна лотка (опыты М. М. Протодьяконова)

Расчетные промежутки между блоками-подушкам определяют приближенными способами. По СНиП 2.02.01–83 эти промежутки определяют исходя из 30%-ного повышения расчетного сопротивления грунта основания.

Особенности совместной работы прерывистых фундаментов исследованы Е. А. Сорочаном на основе теории упругости. Были построены графики зависимости приведенных осадок W , равных отношению расчетных осадок прерывистых фундаментов $S_{пр}$ к расчетным осадкам фундаментов со сплошными подошвами s , от расстояний между блоками прерывистых фундаментов c при ширине фундамента $b = 1,5; 2,0$ и $2,5$ м (рис. 3.28, а). Отношения площадей блоков-подушек прерывистых фундаментов $F_{пр}$ к площадям фундаментов со сплошными подошвами F_A от расстояния между блоками-подушками имеют вид плавных кривых (рис. 3.28, б). С увеличением c отношение $F_{пр}/F$ уменьшается.

Зоны пластических деформаций оснований под прерывистыми фундаментами меньше, чем под непрерывными. Пределы пропорциональной зависимости осадок от давлений под прерывистыми фундаментами в 1,5 раза больше, чем под непрерывными (рис. 3.28, в, г). Реактивные давления в блоках-подушках прерывистых фундаментов распределяются равномернее, чем в направлении, перпендикулярном оси ленточного прерывистого фундамента (рис. 3.28, е, ж). Поперечные силы и изгибающие моменты в блоке-подушке прерывистого фундамента меньше, чем в блоке-подушке непрерывного фундамента.

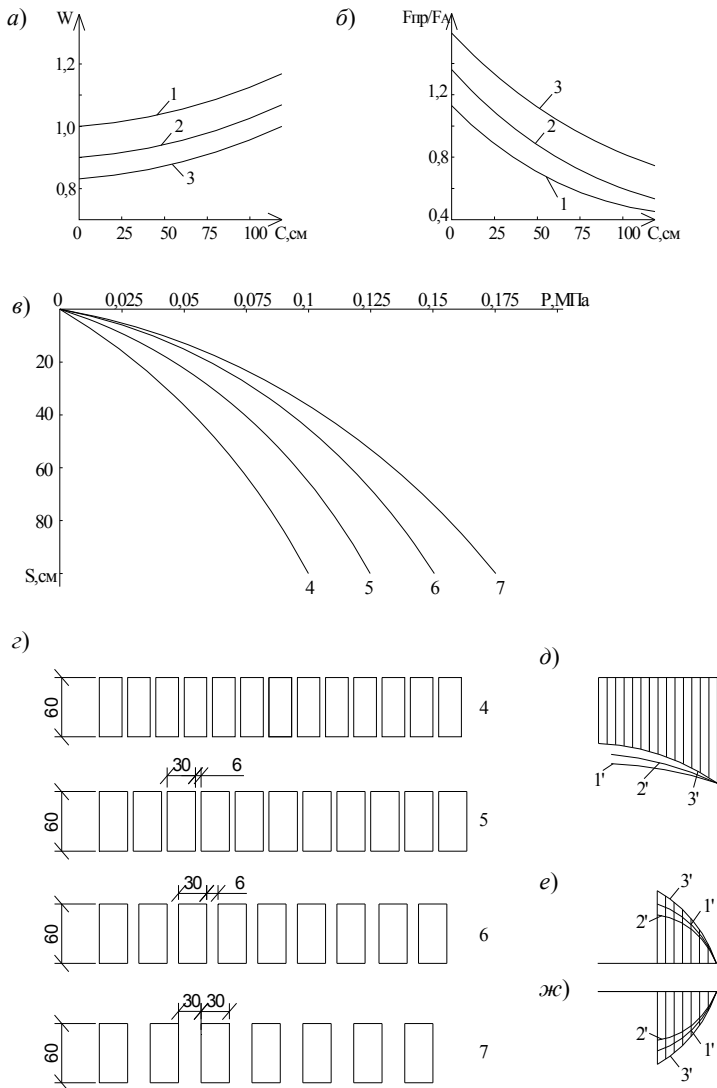


Рис. 3.28. Зависимость приведенной осадки, отношения площадей (а) от расстояния между подушками (б); осадки от давлений (в); типы опытных моделей (г); эпюры контактных давлений (д); поперечных сил (е); изгибающих моментов (жс):
b (м) 1 – 1,5; 2 – 2; 3 – 2,5; *c* (см): 4 – 0; 5 – 6; 6 – 15; 7 – 30;
 α_{31} : 1 – 1; 2 – 3; 3 – ∞ (лента)

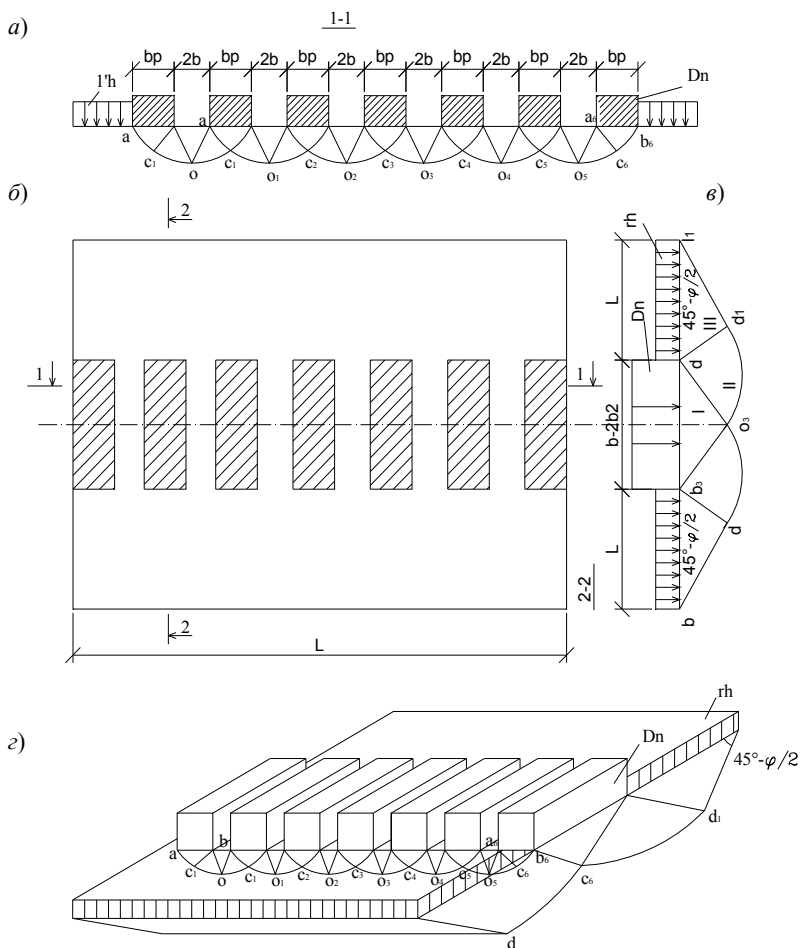


Рис. 3.29. Расчетная схема предельного напряженно-деформированного состояния грунта основания из условия образования арочного эффекта:
a – разрез 1-1; *б* – план; *в* – разрез 2-2; *г* – диаметрическая схема

От действия уплотненного давления в промежутках между фундаментами блоками-подушками в грунтах образуются разгружающие грунтовые своды (явления арочного эффекта).

Методы расчета прерывистых фундаментов, разработанных с учетом арочного эффекта. Предложены три новых метода расчета. Первый метод (рис. 3.29, *a*) основан на принципе вписания внутри

упругого ядра несущего грунтового свода; второй метод (рис. 3.29, б, в) – на использовании боковых граней упругого ядра и части боковых предельно-напряженных зон в качестве элементов несущего грунтового свода; третий – на допущении, что полусводы несущего грунтового свода рассматривают как криволинейные.

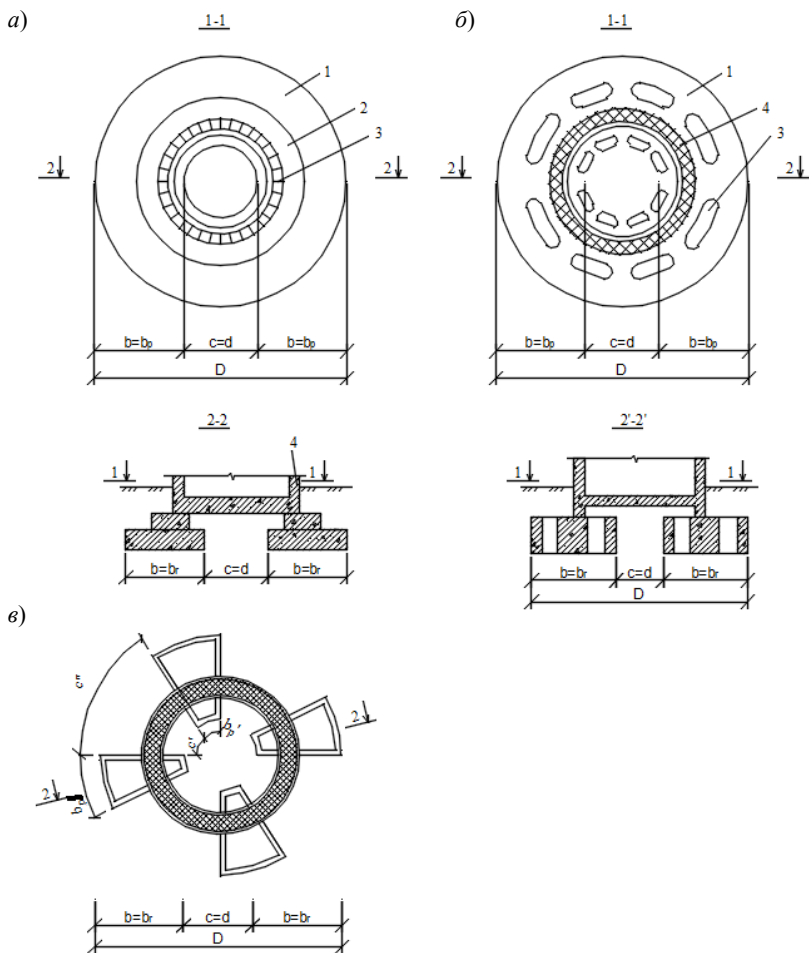


Рис. 3.30. Прерывисто-кольцевые фундаменты:

a – полнотелые; *б* – с промежутками между блоками-подушками;
 1 – блок-подушка (плита); 2 – стеновой блок; 3 – железобетонный пояс;
 4 – надфундаментная часть здания

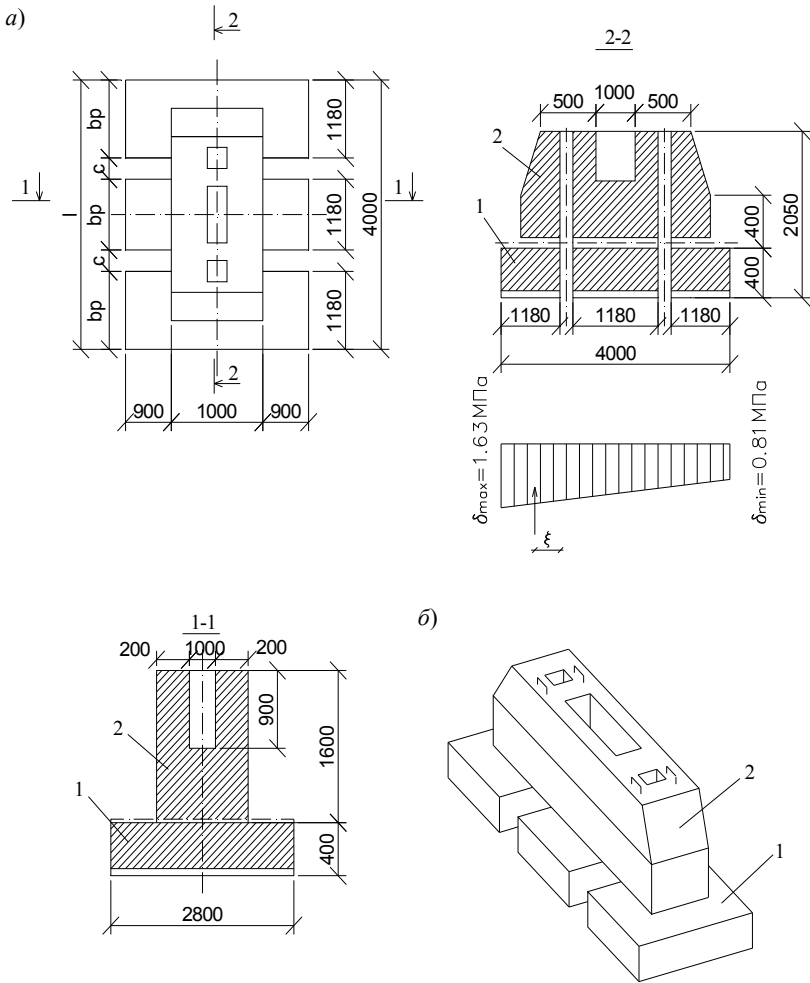


Рис. 3.31. Прерывистые фундаменты под колонны:

a – стаканного типа с блоками-подушками; *б* – диаметрическая схема;
 1 – блок-подушка; 2 – стаканная часть

Конструкции прерывистых фундаментов показана на рис. 3.30 и 3.31.

Сваи. Современное строительство зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических, гидрогеологических и построечных условиях осуществляется с помощью 500 различных видов свай, имеющих сваю, зачастую достаточно узкую область применения.

Сваи классифицируются: по материалу (железобетонные, бетонные, керамзитобетонные, деревянные, стальные), по конструкции (цельные и составные квадратные, круглые, прямоугольные и многоугольные, с уширением и без него, с острием и без острия, призматические, пирамидальные, пустотелые и сплошного сечения, винтовые, сваи-колонны), по виду армирования (с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, с поперечным армированием ствола и без него), по способу изготовления (сборные, монолитные, забивные, вдавливаемые, завинчиваемые, буроопускные, буронабивные, набивные в пробивных скважинах и др.), по характеру работы в грунте (сваи-стойки и висячие).

Составные сваи изготавливают из звеньев со стыками: стаканным, коробчатым, сварным, болтовым, клеевым. Номенклатура составных свай дана в [26].

Безростверковые свайные фундаменты каркасных зданий применяют при расчетных вертикальных нагрузках до 1000 кН. Под каждую колонну устанавливают по одной свае. Сопряжения набивной сваи с колонной выполняют с помощью кольцевой насадки, сварного стыка, стакана. Сваю-оболочку и круглую сваю соединяют с колонной бесстаканным способом, с помощью кольцевой насадки, устройством монолитного стакана, с помощью раструба.

Для устройства свайных оснований наиболее часто применяются забивные и набивные сваи. Деревянные сваи изготавливаются из прямых бревен хвойных пород диаметром 180...340 мм. Тело деревянных свай может быть цельным, сращенным или в виде сборного пакета. С целью проходки плотных грунтов острие деревянных свай защищается стальным башмаком, а для защиты верха свай от раскалывания применяются стальное кольцо или бугель. Стыки бревен, сращенных по длине и в пакетах-сваях, устраиваются впритык, располагаются вразбежку и усиливаются металлическими накладками или патрубками.

Сваи заводского изготовления погружают в грунт забивкой дизель-молотами (штанговыми или трубчатыми), вибропогружением, вдавливанием.

В грунтах с верхним слабым слоем могут быть эффективны сваи с местным утолщением ствола (рис. 3.32).

Фундаменты устоев мостов. На них действуют наклонные статические и динамические нагрузки. Конструктивные схемы фундаментов для мостов, приведенные в работе Д. М. Шапира, показаны на рис. 3.33.

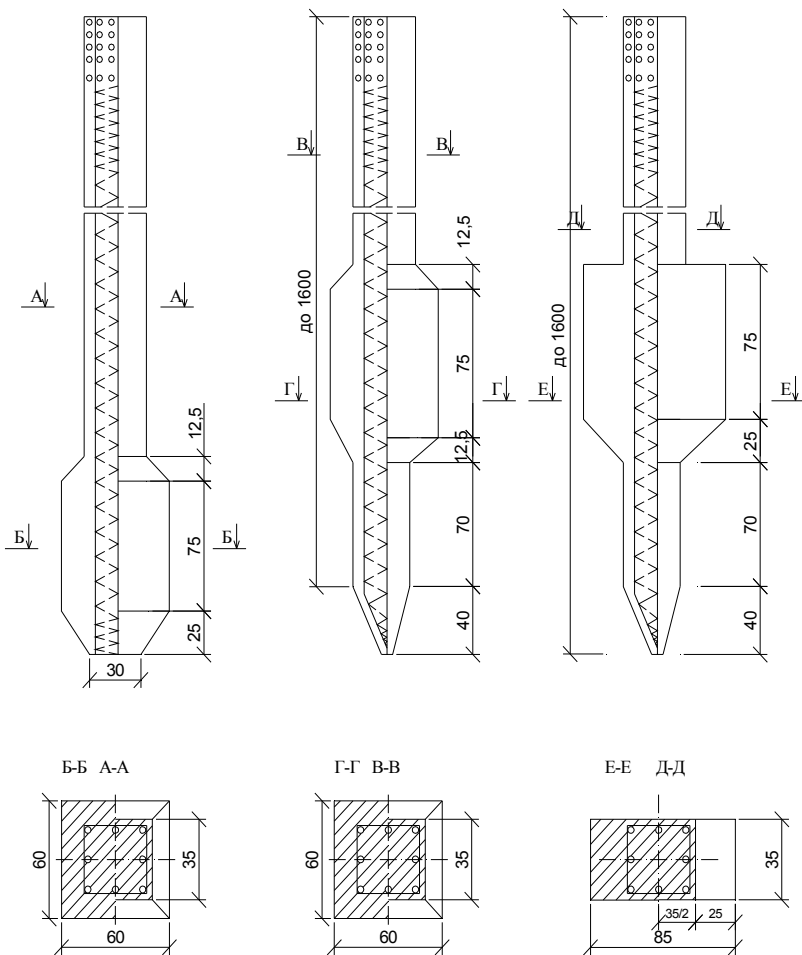


Рис. 3.32. Сваи с местным уширением ствола

Расчет их часто выполняют методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (рис. 3.34).

Фундаменты опор линий электропередачи. Примерные конструктивные решения показаны на рис. 3.35 и 3.36.

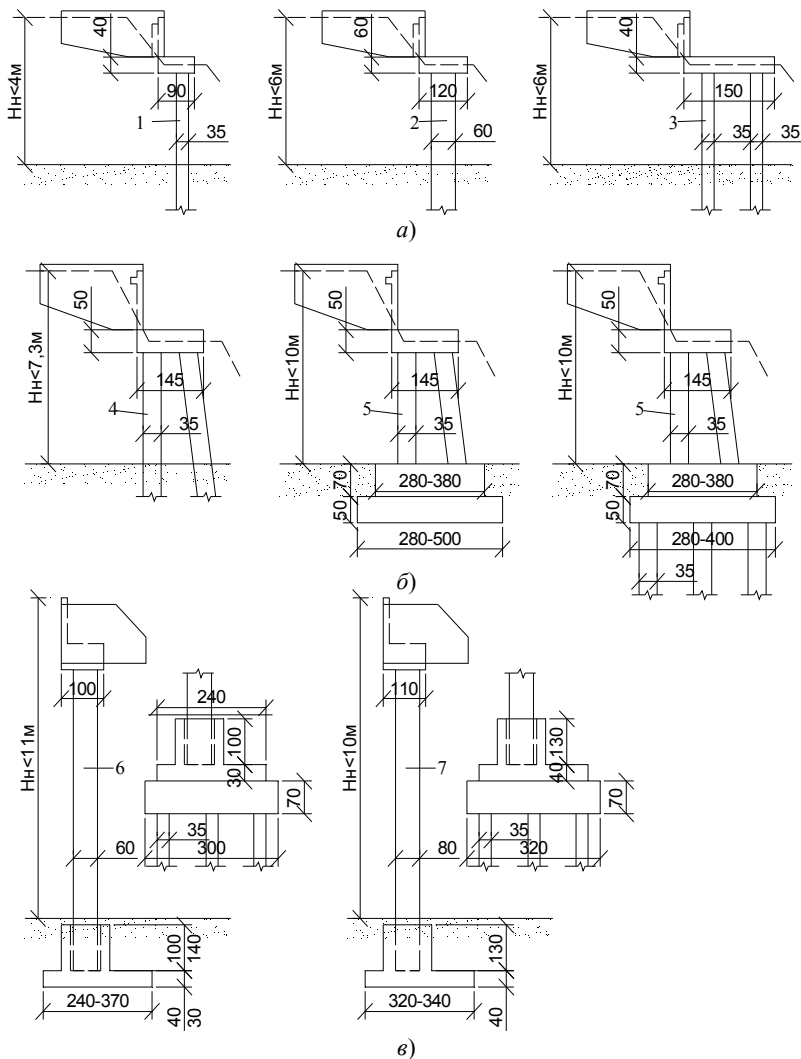


Рис. 3.33. Типовые уступы мостов:

a – серия 3.503.1-79; *б* – серия 3.503-23; *в* – серия 3.503-28;

1 – сваи сеч. 35×35 см ($B = 1,5$ м); *2* – полые сваи $d = 60$ см ($B = 1,7 \dots 2,0$ м);
3 – сваи сеч. 35×35 см ($B = 1,5 \dots 2,2$ м); *4* – сваи сеч. 35×35 см ($B = 1,05 \dots 1,45$ м);
5 – стойки сеч. 35×35 см ($B = 2,1 \dots 2,5$ м); *6* – стойки сеч. 40×60 см ($B = 2,5$ м);
7 – стойки 50×80 см (шаг 4,0 м)

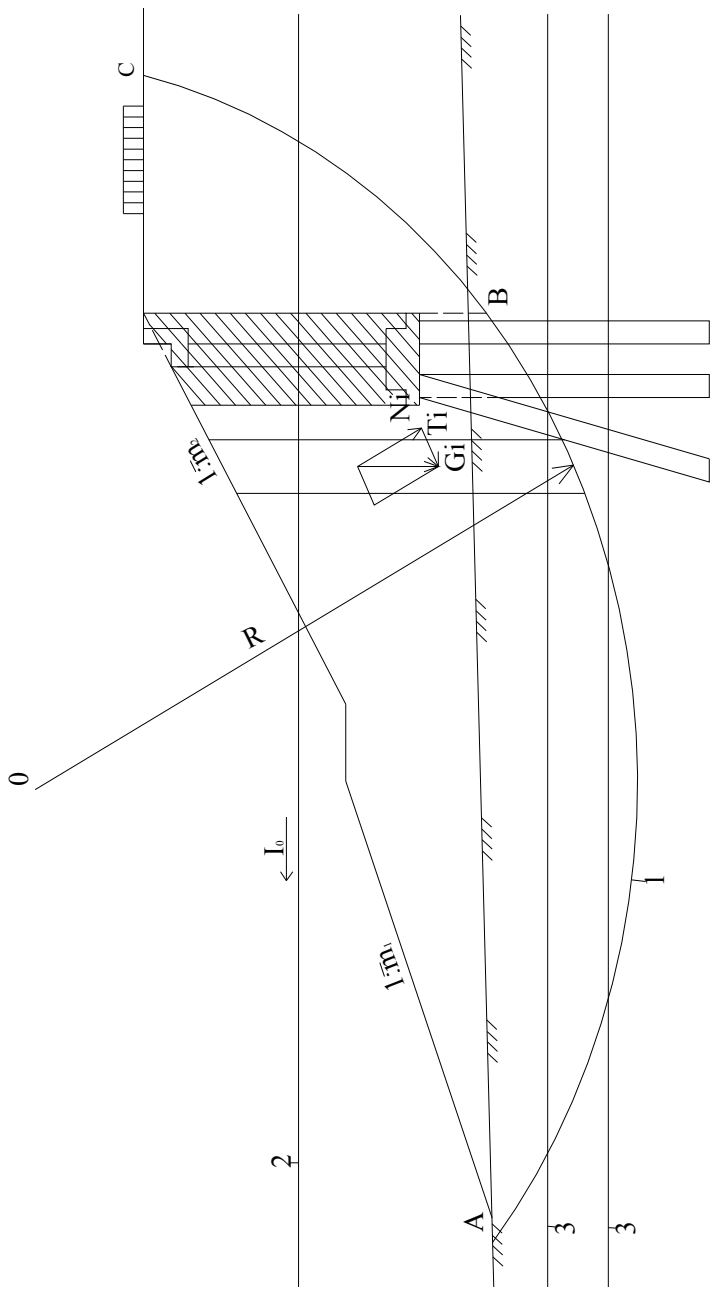


Рис. 3.34. Расчетная схема к программе АРО-80:

1 – осевое сечение поверхности скольжения; *2* – поверхность депрессии; *3* – границы геологических слоев

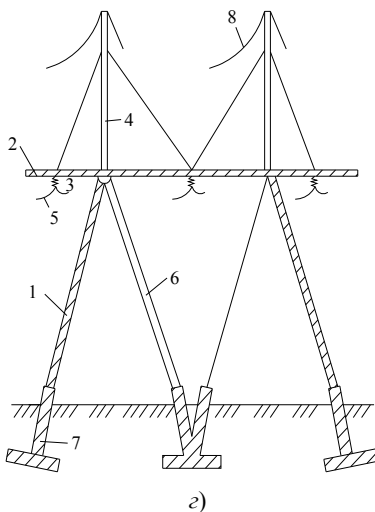
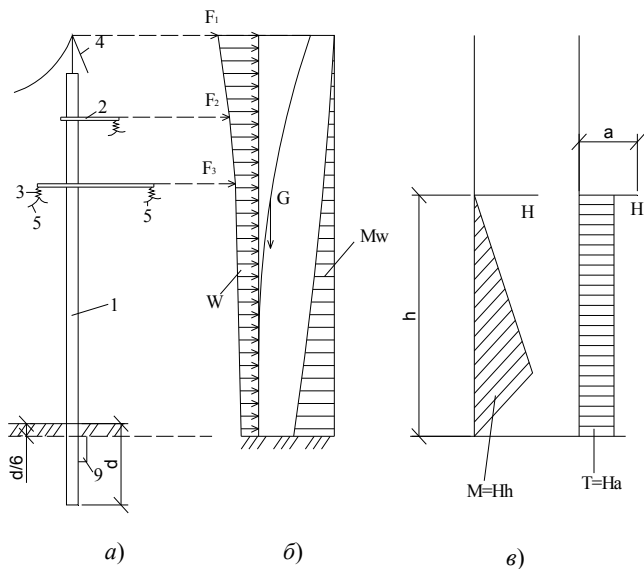


Рис. 3.35. Промежуточные одностоечная и порталная (а – в); опоры воздушных линий электропередачи высокого напряжения (г):

1 – стойка; 2 – траверса; 3 – гирлянда для изоляторов;
 4 – стойка грозозащитного троса; 5 – провод; 6 – оттяжка;
 7 – фундамент; 8 – трос; 9 – брус и ригель

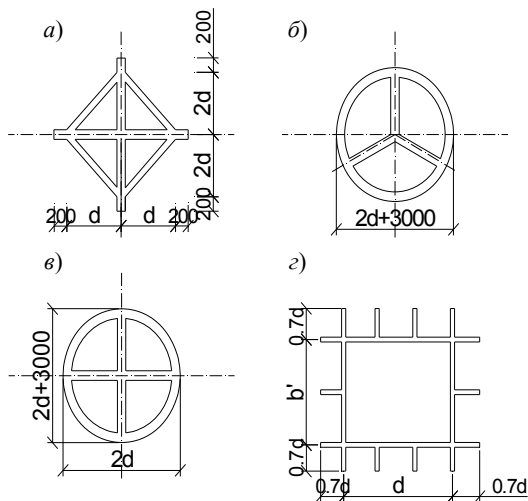


Рис. 3.36. Возможные варианты конструкции железобетонных фундаментов опор ВЛ (НИИСК)

Для усилений оснований зданий и сооружений часто применяют корневидные сваи (рис. 3.37).

3.3. АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Ленточные фундаменты. Ленты армируют сварными или вязаными каркасами (рис. 3.38, а). При ширине ребра $b \leq 400$ мм применяется не менее двух плоских сварных каркасов, при $b = 400 \dots 800$ мм – не менее трех, при $b > 800$ мм – не менее четырех. Хомуты должны быть замкнутыми диаметром не менее 8 мм с шагом не более 15 мм. Целесообразно применять сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. При больших вылетах полков (более 750 мм) половина стержней рабочей арматуры может не доводиться до наружного края на расстояние $l_s = 0,5x$, $l_1 - 20d$ (l_1 – длина консольного выступа).

Отдельные фундаменты. Общую высоту фундаментов принимают такой, чтобы не требовалось армирования хомутами и отгибами. Давление от колонн передается в пределах призмы с углами наклона 45° . Фундаменты армируют сварными или вязаными сетки и только по подошве (рис. 3.39, 3,40).

При размерах сторон более 3 м в целях экономии арматуры разрешается половину стержней не доводить до конца на $1/10$ длины (рис. 3.39, б).

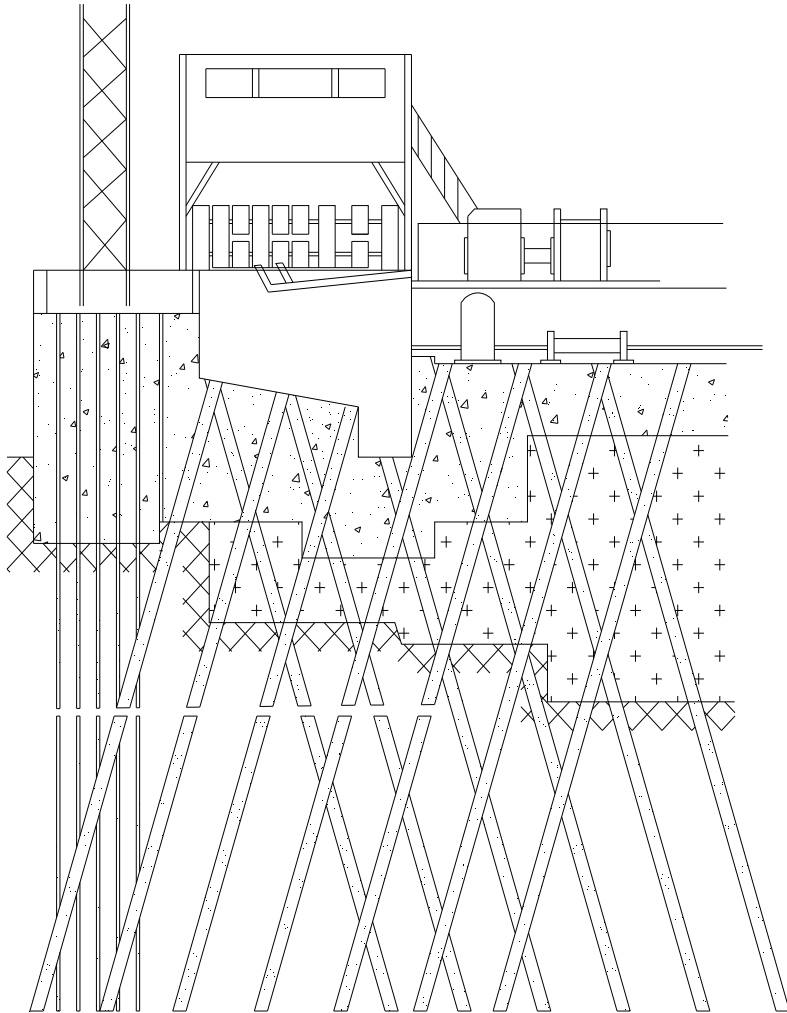


Рис. 3.37. Усиление основания корневидными сваями

Стаканную часть фундамента армируют горизонтальными сетками. Первую устанавливают на расстоянии 50 мм ниже верха грани, и затем три сетки – с шагом 100 мм. Ниже сетки размещают через 200 мм. Под дном стакана часто устанавливают по две сетки через 50 и 100 мм. Стакан армируют конструктивно при $e_0 < h_c/6$.

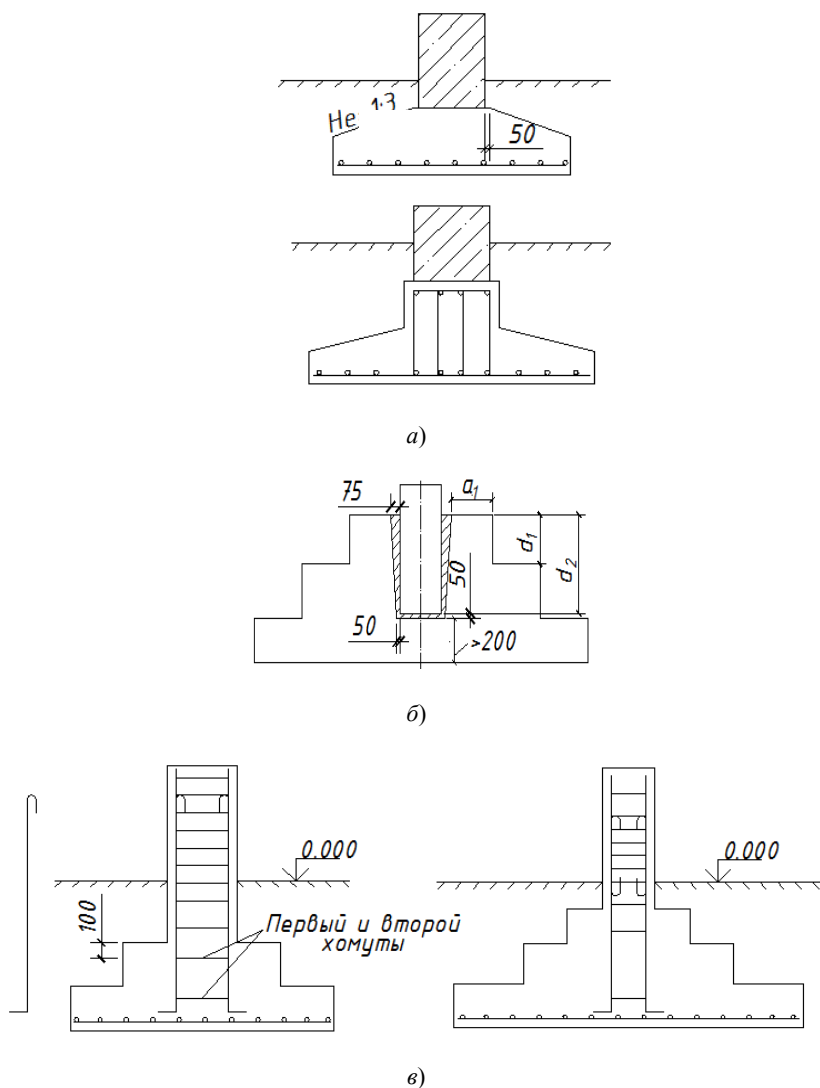


Рис. 3.38. Схема армирования ленточных фундаментов:

- а – сборных отдельных под сборные колонны;
- б – монолитных фундаментов под монолитные колонны;
- в – сборные в стакане части фундаментной плиты

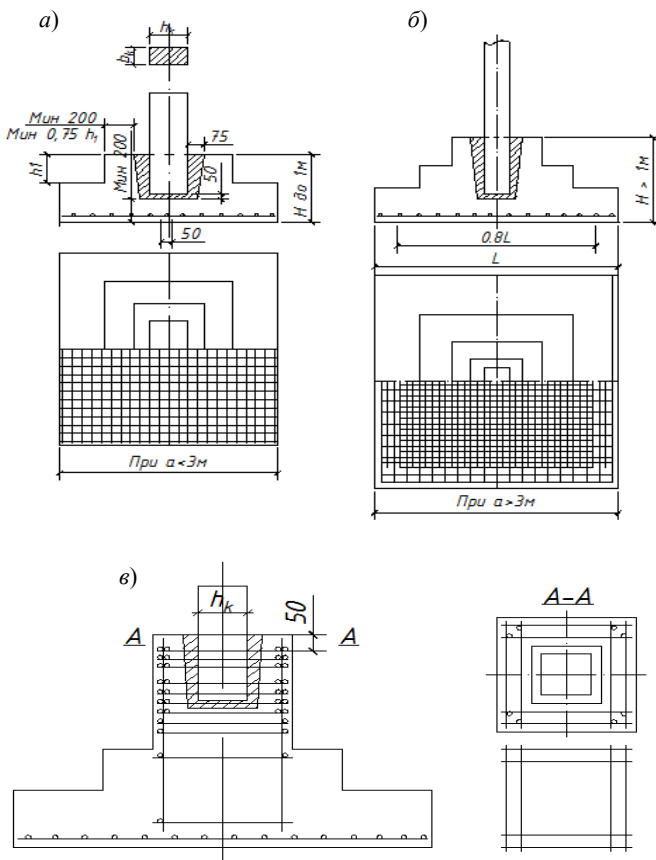


Рис. 3.39. Армирование отдельных фундаментов с низкой стаканной частью:
а, б – армирование стакана; *в* – армирование подколонника

Стыки арматурных каркасов монолитных фундаментов и колонн устраивают выше уровня пола внахлестку без сварки или со сваркой. При малых эксцентриситетах арматуру соединяют с выпусками из фундаментов в одном месте, при больших – не менее, чем в двух уровнях с каждой стороны колонны.

В случае залегания несущего слоя грунта на большой глубине применяют фундаменты с удлиненными подколонниками (см. рис. 3.40).

Диаметр стержней принимают не менее 10 мм при длине сеток до 3 м. При большей длине диаметр стержней сеток должен быть не менее 12 мм. Шаг рабочих стержней составляет 100...200 мм.

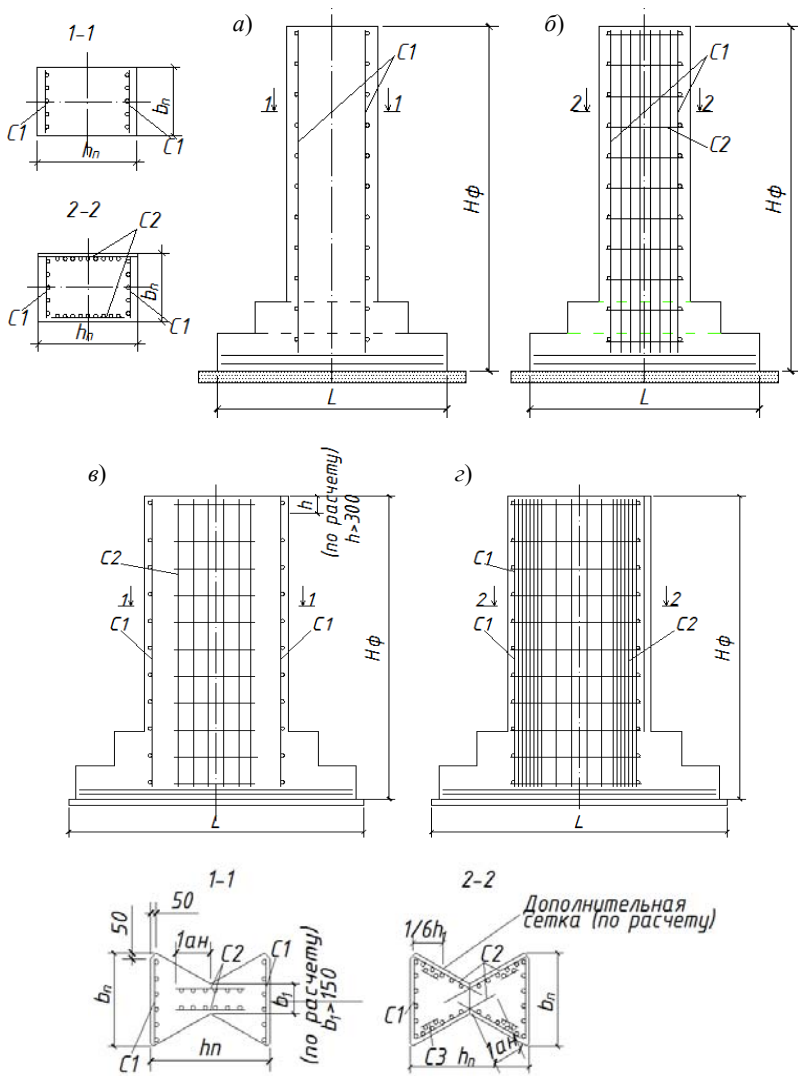


Рис. 3.40. Армирование отдельных фундаментов с удлиненным подколонником:
 а, б, д, е, ж, з – прямоугольного поперечного сечения;
 в, г – в виде восьмерки; при $H_\phi \leq 7,2$ м – (а, б) и
 $H_\phi > 7,2$ м (д – з) – узлы сопряжения арматуры
 монолитных фундаментов и колонн

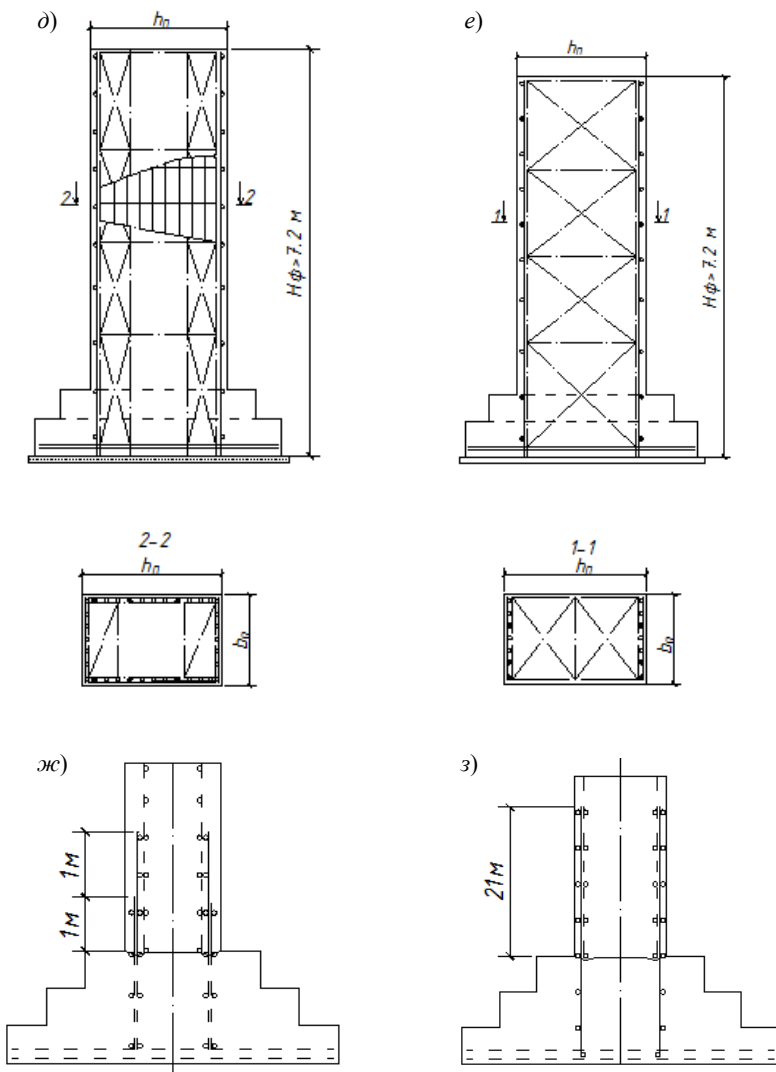


Рис. 3.40. Окончание

Ниже приведены схемы армирования сплошных фундаментов из [17]. Такие фундаменты устраивают при значительных нагрузках верхнего строения или при слабых грунтах. Повышение жесткости достигают устройством коробчатых и ребристых плит (рис. 3.41, а). Плоскую плиту применяют при небольших расстояниях между колоннами и продольных силах в колоннах не более 10 МН. Монолитные колонны опирают на фундаментную плиту через уширение по типу капителей (рис. 3.41, б), а сборные заземляют – в стаканной части фундаментной плиты (рис. 3.41, в).

Схемы армирования свай показаны на рис.3.42.

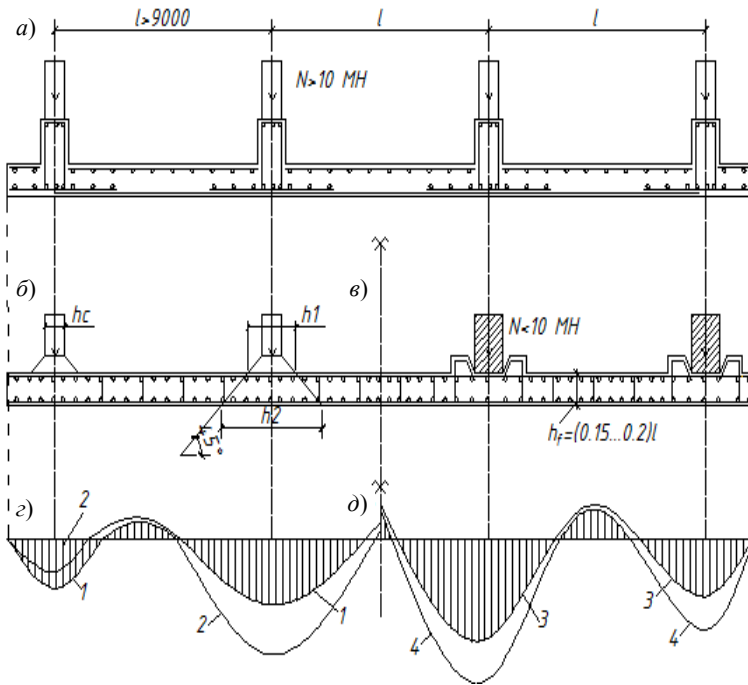


Рис. 3.41. Конструкции сплошных ребристых (а) и плоских плитных (б, в) фундаментов; эпюры изгибающих моментов (z, д):

- 1 – нелинейный расчет с учетом жесткости верхнего строения;
- 2 – то же, без учета жесткости верхнего строения;
- 3 – линейный расчет с учетом жесткости верхнего строения;
- 4 – то же, без учета жесткости верхнего строения

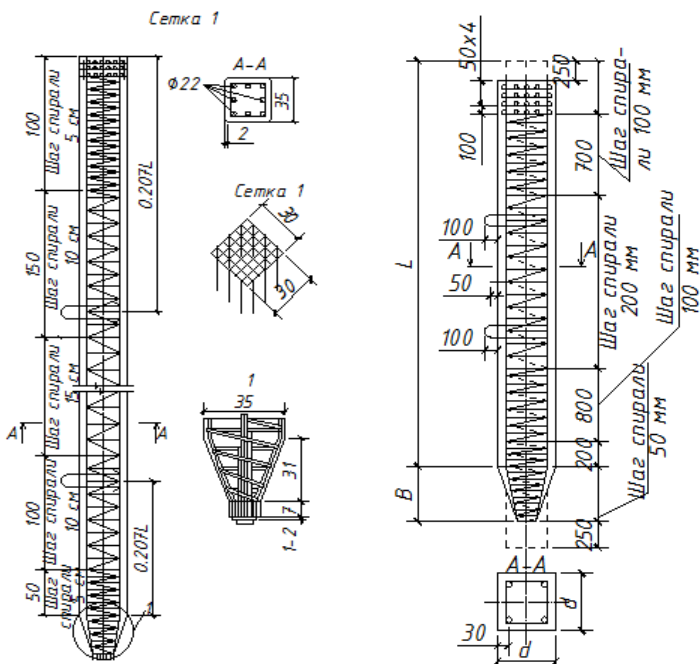


Рис. 3.42. Примеры армирования свай

Фундаменты возводят из бетона класса не ниже В15. Армируют вертикальными и горизонтальными сварными сетками. Рабочую арматуру принимают из стержней диаметром не менее 14 мм класса А400. Минимальный процент армирования 0,1%. Расстояние между осями стержней должно быть не менее 300 мм. Учет жесткости верхнего строения приводит к более экономному решению (рис. 3.43, з, д).

Забивные железобетонные сваи. Применяют сваи цельного квадратного сечения (ГОСТ 19604.1–79); то же, с поперечным армированием ствола напрягаемой арматурой (ГОСТ 14804.2–79); то же, без поперечного армирования ствола (ГОСТ 19604.4–76); составные квадратного сечения с поперечным армированием ствола (серия 1.011.1–10); цельные квадратного сечения с круглой полостью (ГОСТ 198.04.3–80); цельные полые круглые сваи и сваи-оболочки (ГОСТ 19804.5–83); составные новые круглые сваи и сваи-оболочки (ГОСТ 19804.6–63); сваи-колонны квадратного сечения (серия 1.821.1–1); то же, двухконсольные (серия 1.821.1–7).

На рисунке 3.43 приведены схемы армирования свай, заимствованные из [17].

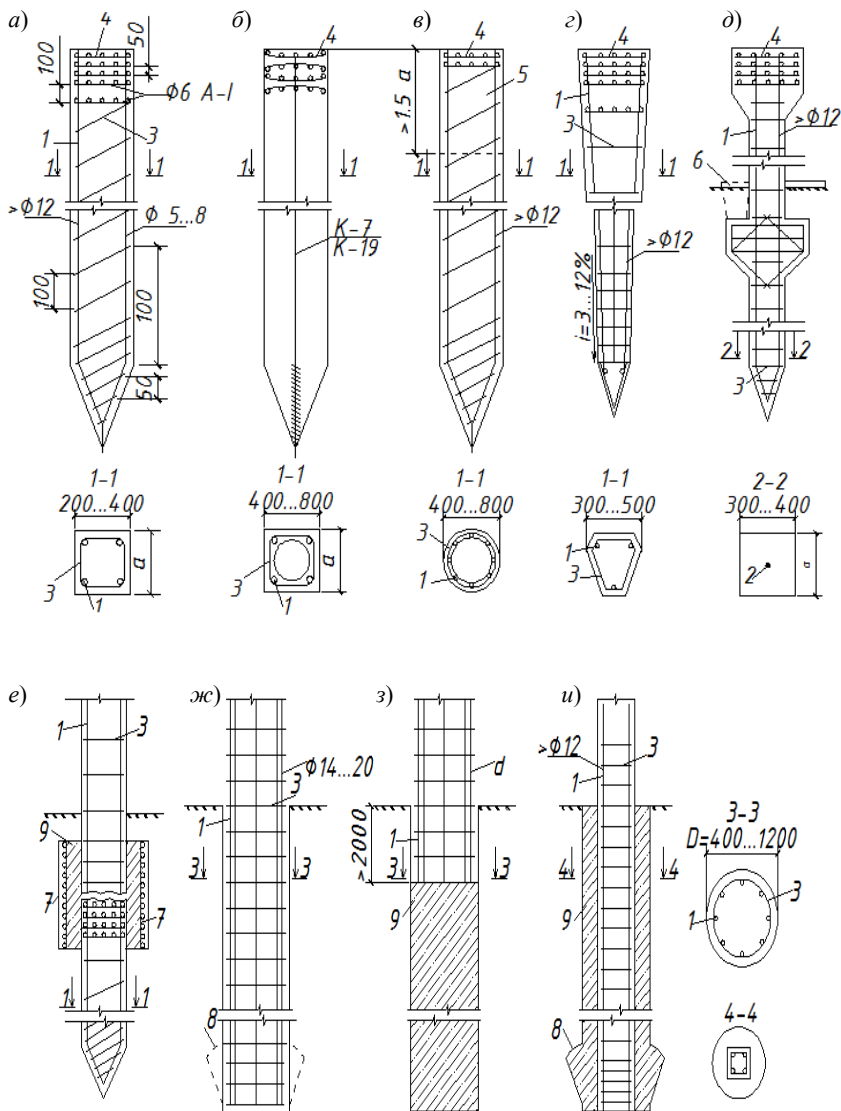


Рис. 3.43. Конструкции забивных (а – е) и набивных (ж – и) свай:

1 – продольная ненапрягаемая арматура; 2 – то же, напрягаемая;
 3 – поперечная арматура; 4 – сетки; 5 – фибробетон; 6 – фундаментная балка;
 7 – железобетонное кольцо; 8 – уширение; 9 – бетон

Керамзитобетонные сваи. Исследованиями в НИИЖБе (Б.Ж., 1988, № 3) установлено, что при использовании керамзитобетона снижаются напряжения, возникающие при забивке; увеличивается продолжительность удара; ускоряется погружение; обеспечивается высокая стойкость к действию повторных нагрузок.

Состав смесей для приготовления бетона приведен в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Материал	Расход на 1 м ³ сваи из керамзитобетона класса		
	B15	B20	B25
Цемент марки 400, кг	280	335	340
Керамзит, $\sigma_p = 4$ МПа, $\rho = 500$ кг\м ³	900	900	900
Песок кварцевый, кг	580	500	505
Вода, л	215	216	220
Плотность керамзитобетона ρ , кг\м ³	1370	1390	1410

Термообработка выполняется по режиму 3 + 3 + 8 + 3 ч.

Схема армирования приведена на рис. 3.44.

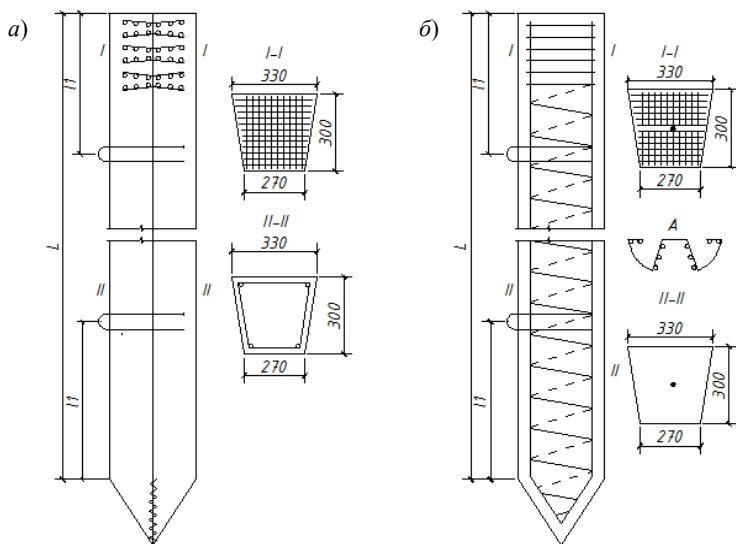


Рис. 3.44. Конструкции керамзитобетонных свай:

а – не напряженных с поперечным армированием ствола;

б – преднапряженных с центральным армированием (Б.Ж., 1988, № 3)

Пирамидальные сваи. В практике применяют забивные, набивные сваи и сваи в вытрамбованных котлованах, с малыми и большими углами коничности.

Короткие пирамидальные сваи устраивают длиной до 4 м и размером поперечного сечения в голове 600×600, 700×700 и 800×800 мм. Их целесообразно применять в рыхлых песках, маловлажных тугопластичных глинистых грунтах, лессовых грунтах I типа по просадочности мощностью до 5 м. Изготавливают сваи ненапрягаемыми с поперечным армированием (рис. 3.45) и с напрягаемым продольным стержнем без поперечного армирования ствола.

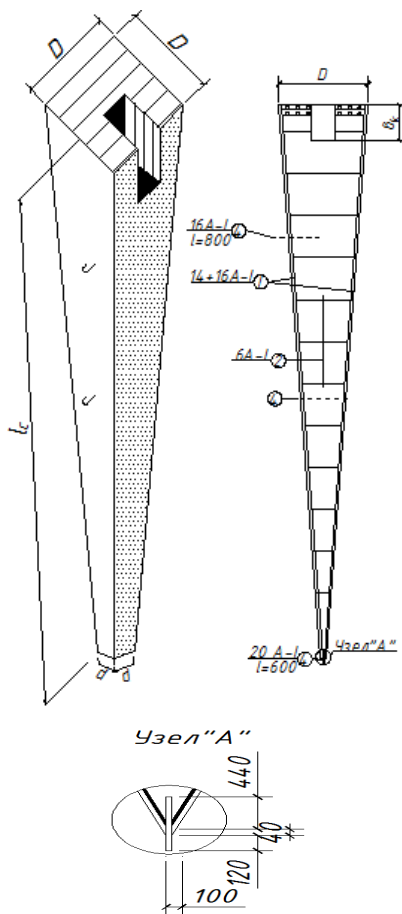


Рис. 3.45. Схема армирования пирамидальной сваи

Железобетонные сваи-оболочки. Оболочки из унифицированных секций, длиной от 6 до 12 м, наружным диаметром 100, 120, 160, 200 и 300 см. Толщина стенок 12 см, длина секций кратна 1 м. Секции оболочек изготавливают из обычного и предварительно напряженного железобетона. Для их изготовления применяют бетон классов В30...В60. Сваи-оболочки погружают в грунт с открытым нижним концом мощными вибропогружателями.

При погружении в трудно проходимые грунты применяют оболочки с утолщенными стенками. Толщина стенок усиленных оболочек диаметром 1,6 м равна 16 см, диаметром 2 м – 18 см, диаметром 3 м – 20 см. Усиленные оболочки армированы двойной арматурой, располагаемой вдоль внутренней и наружной поверхностей стенок. Нижние секции оболочек снабжают стальными ножами.

Тонкостенные оболочки заполняют бетоном полностью (рис. 3.46, а), оставляя внизу уплотненное песчаное ядро.

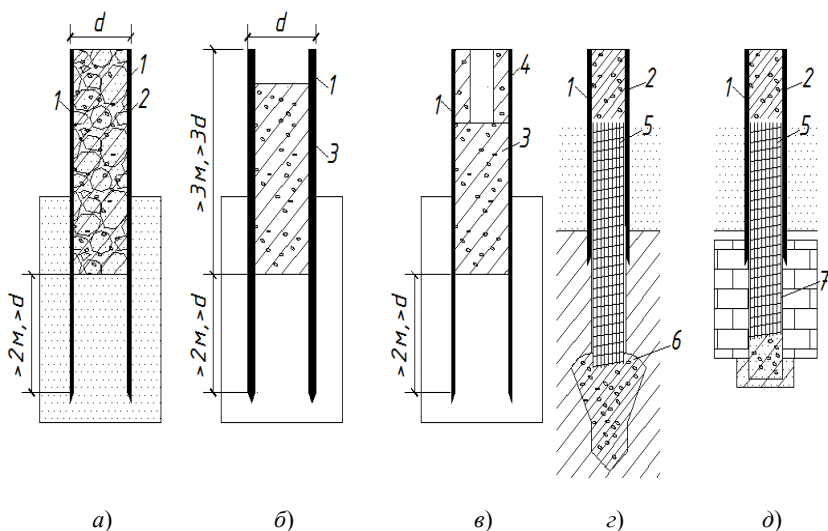


Рис. 3.46. Конструктивные решения фундаментов из свай-оболочек:

- а – с полным заполнением внутреннего пространства бетоном;
- б – то же, с частичным; в – то же, с устройством гнезда под стойку;
- г – с устройством уширения в нижней части; д – с опиранием на прочный грунт (В. С. Кириллов);
- 1 – свая-оболочка; 2 – бетонное заполнение; 3 – бетонная пробка;
- 4 – кольцевой слой бетона; 5 – арматурный каркас;
- 6 – уширенная пята; 7 – буровая скважина в скальной породе

В оболочках с утолщенными стенками внизу располагают бетонную пробку (рис. 3.46, б). Высоту пробки принимают не менее трех диаметров оболочки и не менее 3 м.

При необходимости стенки оболочки утолщают, укладывая изнутри кольцевой слой бетона (рис. 3.46, в). В глинистых грунтах средней прочности погружение оболочек осложняется. Для повышения несущей способности оболочки уширяют (рис. 3.46, з).

В скальные породы оболочки забуривают (рис. 3.46, д).

Схема армирования сборных железобетонных оболочек показаны на рис. 3.47.

Ростверки. Для жилых домов с несущими стенами проектируют ленточные свайные фундаменты с монолитными, сборными ростверками и безростверковые.

В последнем случае сваи забивают до проектного отказа, срубают верх до требуемой отметки, устанавливают сборный железобетонный оголовок квадратной или круглой в плане формы, устанавливают инвентарную опалубку и заполняют пустотную часть оголовка бетоном класса В30. Оголовки изготавливают высотой 500 мм, шириной (диаметром) 800 мм (рис. 3.48, а). В [3, 8, 18, 27, 56, 59 и др.] приведены типовые схемы свайных кустов из забивных свай для одноэтажных промышленных зданий. Сваи применяют сечением 300×300, 350×350 и 400×400 мм. В первой схеме используют 4 сваи, в тринадцатой – 16.

Типовые схемы свайных кустов из забивных свай для многоэтажных промышленных зданий также приведены в [3, 18, 24, 27, 42, 59, 81, 85].

В первой схеме предусматриваются 2 сваи, в восьмой – 9.

Для каркасных зданий наиболее часто применимы монолитные железобетонные ростверки под сборные железобетонные (рис. 3.48, б, в) или стальные колонны. Возможно применение и сборных ростверков. Номенклатуры их приведены в [3, 27, 42, 58, 85 и др.]. Размеры ростверков в плане изменяются от 1500×1500 мм (РС1) до 2700×2700 мм (РС20). Обрез ростверков назначают на отметке –0,15.

Минимальной высоту назначают по условиям заделки колонны в ростверк и толщины дна стакана.

Буронабивные сваи. В [26] отмечено, что в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки, особенностей проектируемого здания или сооружения, характера внешних нагрузок буронабивные сваи армируют на полную длину, часть длины или только в верхней части для связи с ростверком (рис. 3.49 и 3.50).

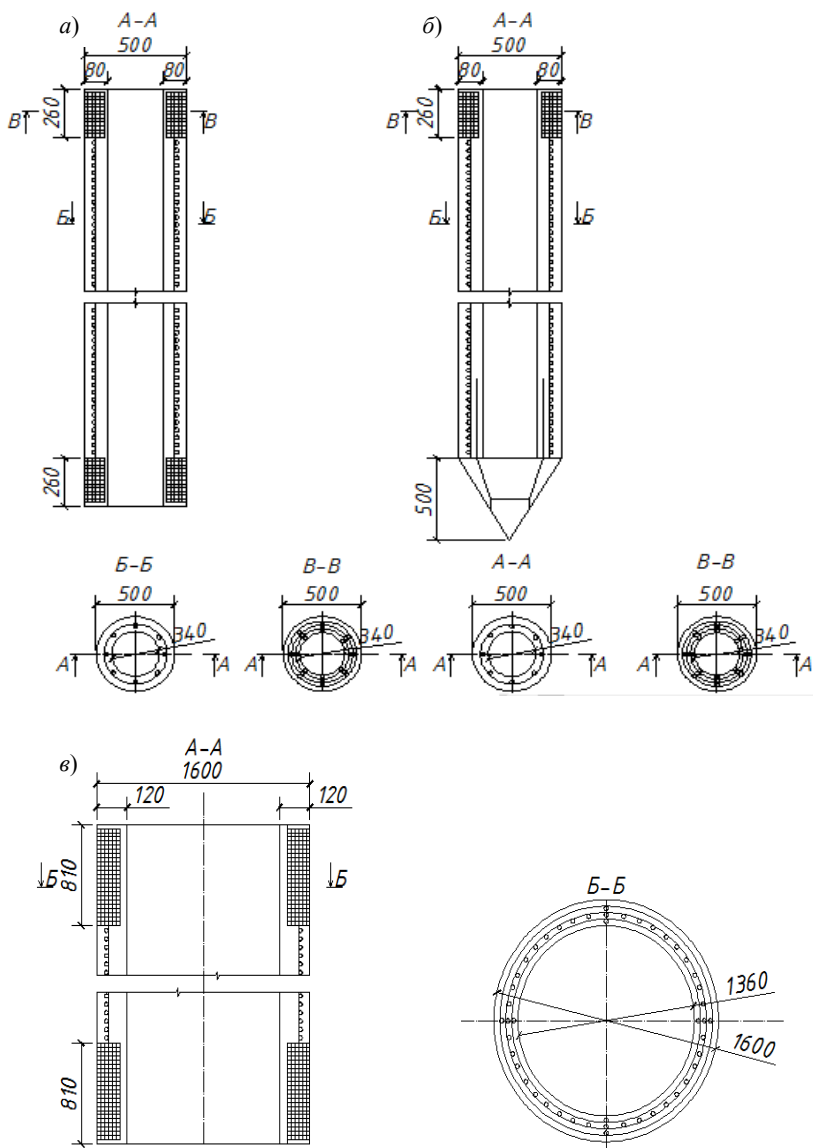


Рис. 3.47. Армирование сборных железобетонных оболочек:
a, в – с открытыми концами; *б* – с коническим наконечником;
 диаметр 500 мм (*a*) и 1600 мм (*б*)

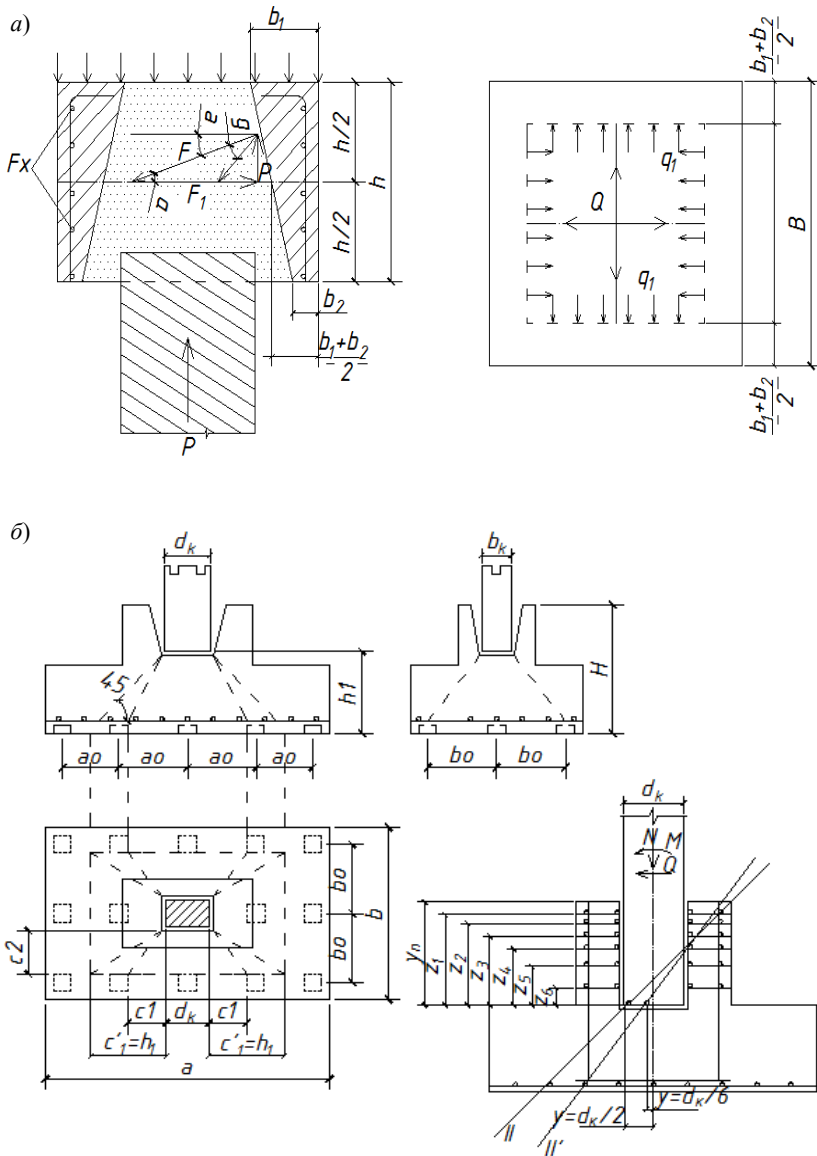


Рис. 3.48. Схемы армирования сборного оголовка (а), монолитного под сборные железобетонные колонны (б), (в), схемы к расчету арматуры (а), (в) (В. С. Кириллов)

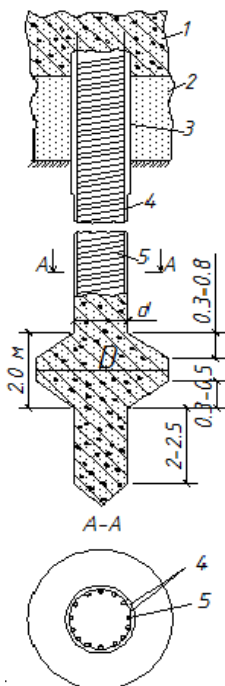
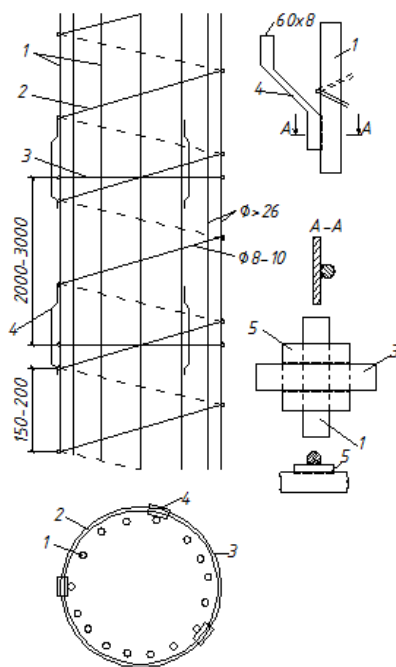


Рис. 3.49. Буровая свая ЦНИИС:

1 – плита фундамента; 2 – песок;
3 – патрубок; 4 – продольная
арматура; 5 – спираль



**Рис. 3.50. Арматурный каркас
буровой сваи:**

1 – продольная арматура; 2 – спираль
3 – кольца; 4 – планки; 5 – подкладки

Арматурные каркасы изготавливаются звеньями длиной по 6...12 м. Стык звеньев осуществляется с помощью сварки продольных стержней нижнего каркаса с кольцами жесткости, расположенными в нижней части вышерасположенного звена.

Конструкции безростверковых свайных фундаментов приведены на рис. 3.51.

Сваи таврового сечения. Чертежи разработаны ЦНИИЭП сельстроем при участии НИИЖБа и НИИОСПа им. Н. У. Герсеева. Сваи предназначены под типовые конструкции железобетонных рам пролетами 12, 18 и 21 м с шагом 6 м. Рекомендуется применять в песчаных грунтах средней плотности и глинистых с показателем консистенции от 0,2 до 0,6. Сваи изготавливают из бетона класса В25, заармированы стержнями класса А400. Длина свай составляет 3, 4, 5 и 6 м, высота сечения 500 и 800 мм (рис. 3.52 – 3.54).

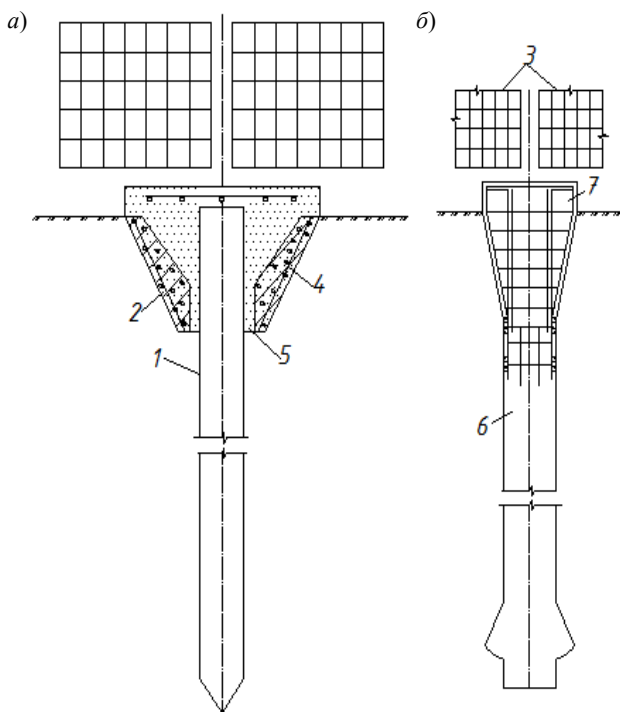


Рис. 3.51. Безростверковые фундаменты:

- a* – забивных оголовков и свай; *б* – из буронабивной свай с верхним уширением; 1 – забивная свая; 2 – оголовок; 3 – цокольные панели; 4 – арматурный каркас оголовка; 5 – бетон омоноличивания; 6 – буронабивная свая; 7 – арматура верхнего уширения свай

На рисунке 3.55 приведена конструкция и схема армирования монолитного железобетонного фундамента под металлические колонны. Под фундамент необходимо устроить бетонную подготовку толщиной 100 мм. Фундамент изготавливают из бетона класса В20, армируют сетками из стержней А300 и А400.

Расчетные нагрузки на консоль от свай от рам составляют для СВТ 30-5 (длина 3 м, высота сечения 0,5 м) $F_v = 14,8$ кН, $F_H = 7,8$ кН; для СВТ 40-5 – $F_v = 184$ кН, $F_H = 99$ кН; СВТ 40-8 и СВТ 50-5 – $F_v = 22,3$ кН, $F_H = 159$ кН; СВТ 50-5 и СВТ 40-8 – $F_v = 250$ кН, $F_H = 180$ кН; СВТ 50-8 и СВТ 60-5 – $F_v = 277$ кН, $F_H = 200$ кН; СВТ 60-5 и СВТ 50-8 – $F_v = 289$ кН, $F_H = 230$ кН; СВТ 60-8 – $F_v = 390$ кН, $F_H = 251$ кН.

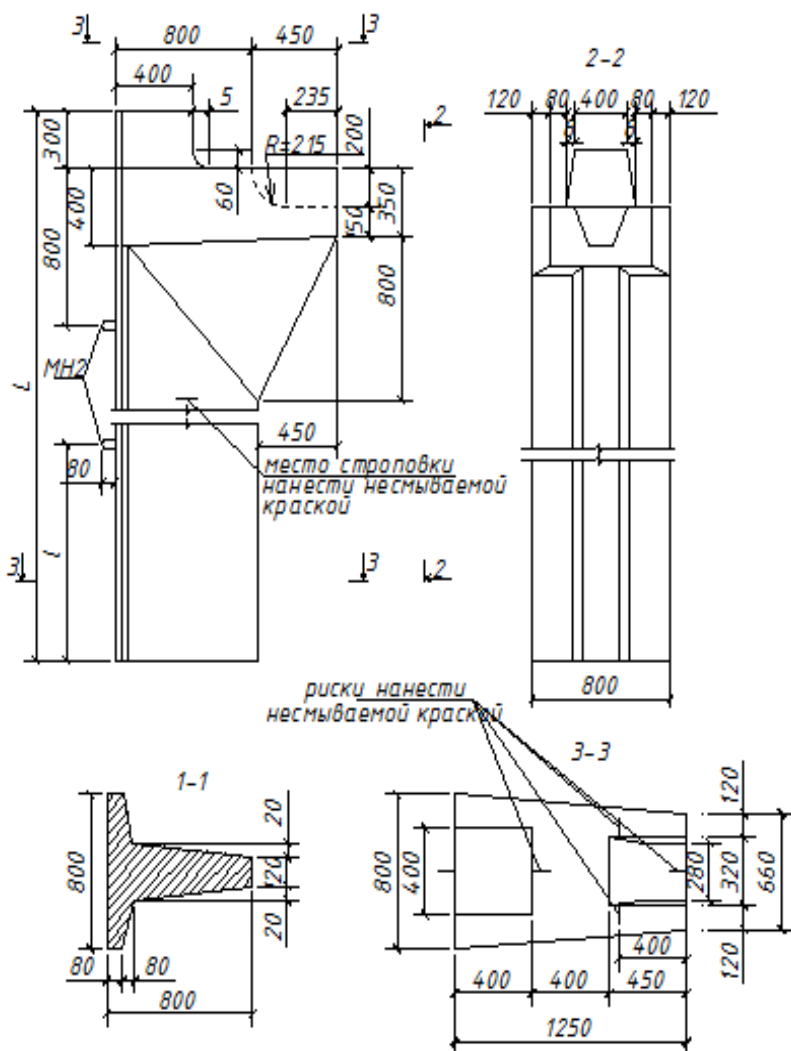
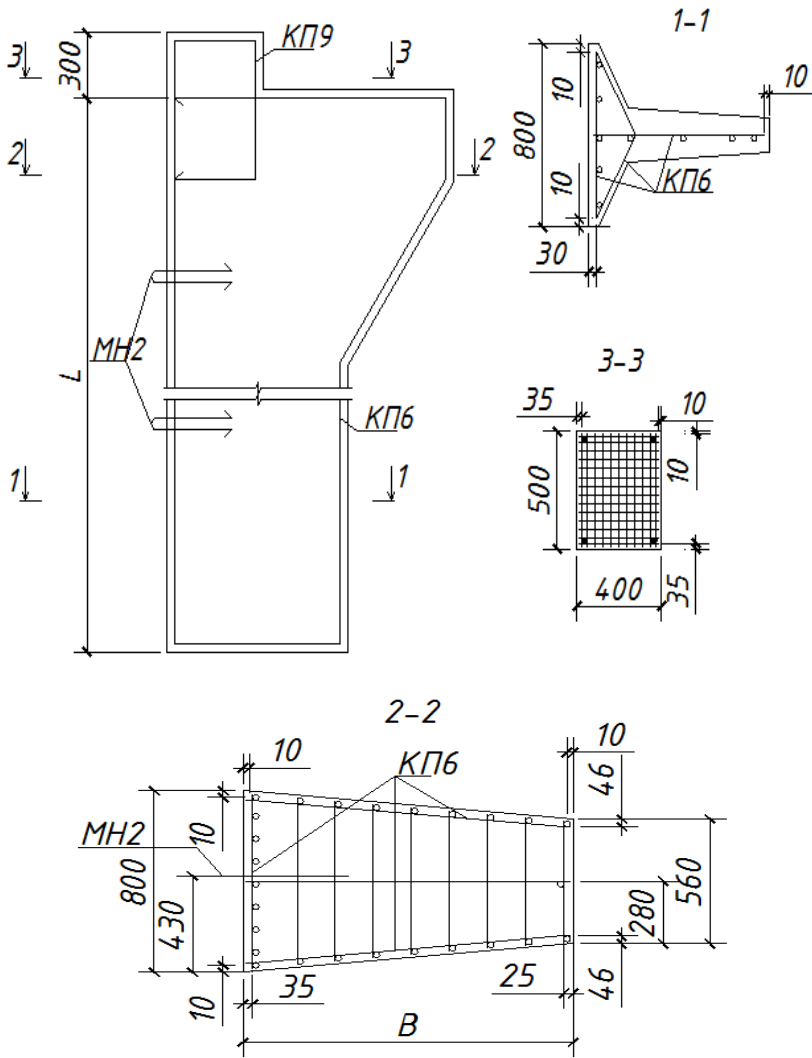
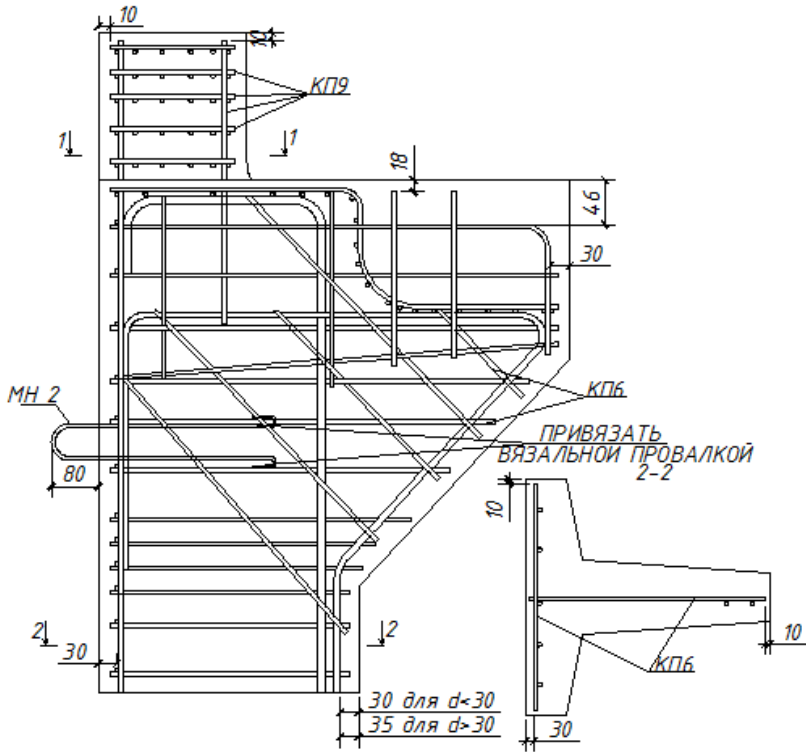


Рис. 3.52. Схема армирования свай СВТ-8



Обозначение	Марка	L , мм	B , мм	Масса, т
18-77.1-20000	СВТ40-8	4000	1400	2,68
18-77.1-20000 – 01	СВТ50-8	5000	1500	3,15
18-77.1-20000 – 02	СВТ60-8	6000	1500	3,63

Рис. 3.53. Схема армирования свай СВТ 50-8



1-1

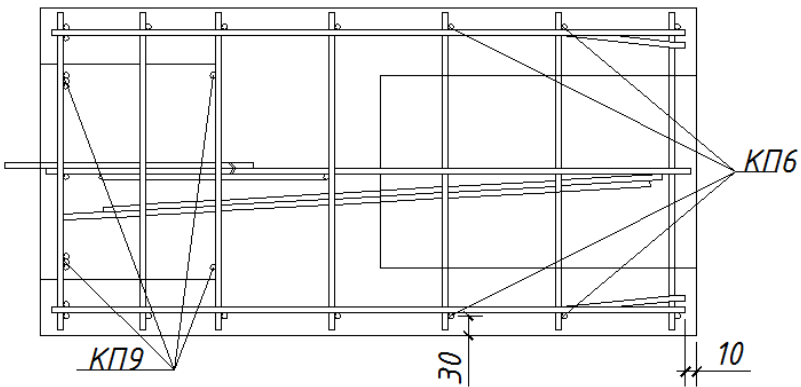


Рис. 3.54. Схема армирования оголовка

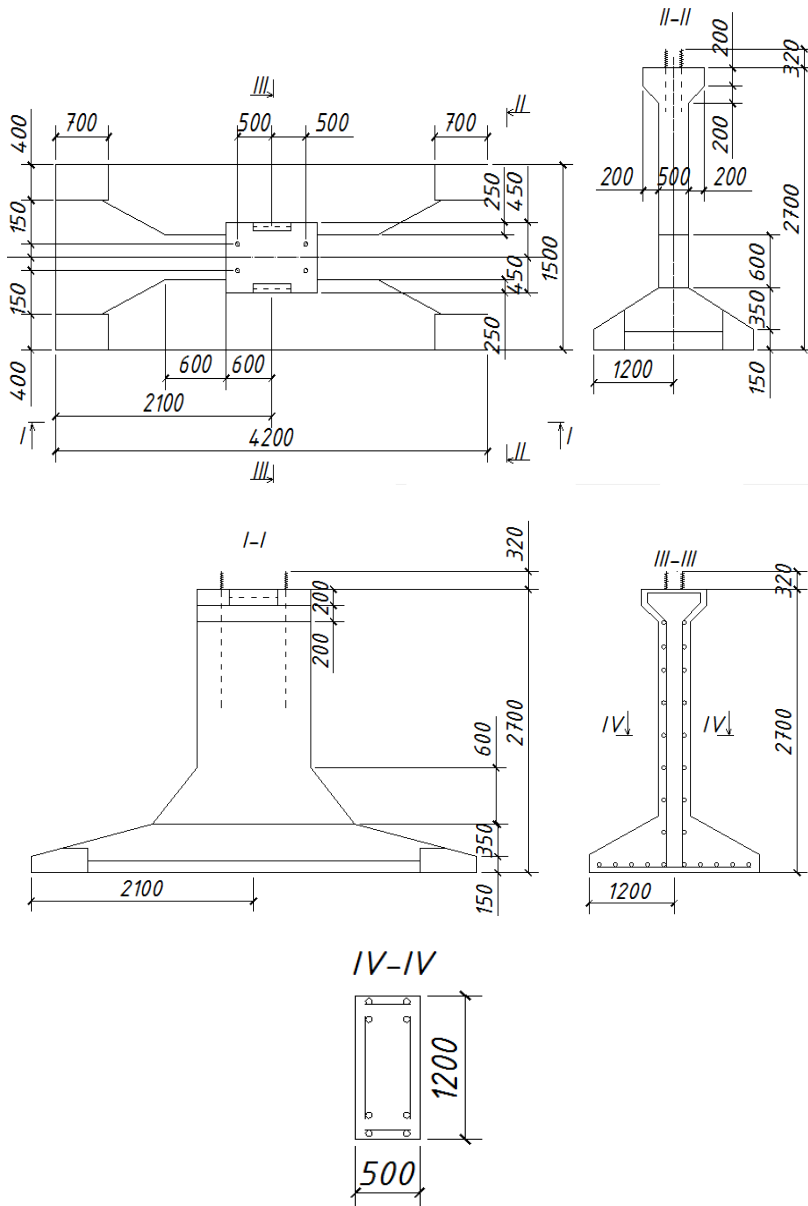


Рис. 3.55. Отдельный фундамент под металлическую колонну

Фундаменты из набивных свай в пробитых скважинах.

Экспериментальные исследования и опыт строительства показывают, что эффективными являются фундаменты из набивных свай в пробитых скважинах. Особенности их взаимодействия с грунтом основания, также как и фундаментов в вытрамбованных котлованах и из забивных блоков, характеризуются тем, что:

- скважины под сваи выполняются путем пробивки их снарядом; вокруг скважин и под ними образуются уплотненные зоны грунтов с повышенными прочностными и деформационными характеристиками;

- в результате втрамбовывания в дно скважины жесткого грунтового материала или сухой бетонной смеси образуется уширенное основание диаметром d_c , превышающим диаметр скважины d до $1,5 \dots 2,0$ раз, и высотой до $(1,5 \dots 3,0)d$;

- передача нагрузки происходит от свай сначала на более прочный, уплотненный, а затем менее прочный грунт природного сложения при одновременном увеличении площади их взаимодействия.

Для пробивки скважин и формирования уширенных оснований используется навесное оборудование на грузоподъемные механизмы или буровые станки ударно-канатного бурения, копры для изготовления набивных и погружения забивных свай (рис. 3.56).

Технология устройства набивных свай в пробитых скважинах включает в себя следующие основные этапы:

- пробивку скважины на заданную глубину путем свободного сбрасывания трамбовки массой $3 \dots 6$ т, с высотой $3 \dots 8$ м;

- устройство уширенного основания путем отсыпки в пробитую скважину отдельными порциями жесткого грунтового материала с втрамбовыванием его тем же пробивным снарядом в дно скважины до «отказа»;

- установка арматурного каркаса и заполнение скважины литым бетоном с уплотнением его под собственным весом или глубинным вибратором.

Пробивка скважин сваи выполняется:

- без обсадки в суглинках и глинах природной влажностью ω , близкой к оптимальной ω_0 , и степенью влажности $S_r < 0,65$, а при низкой влажности после предварительного их доувлажнения до ω_0 ;

- с обсадкой скважин инвентарными трубами, нижний конец которых закрыт пробивным снарядом или бетонной пробкой с последующей пробивкой пробки в дно скважины при подвешенной обсадке трубы;

- в предварительно пробуренных лидерных скважинах в грунтовом массиве, характеризующемся залеганием особенно в верхней зоне плотных грунтов.

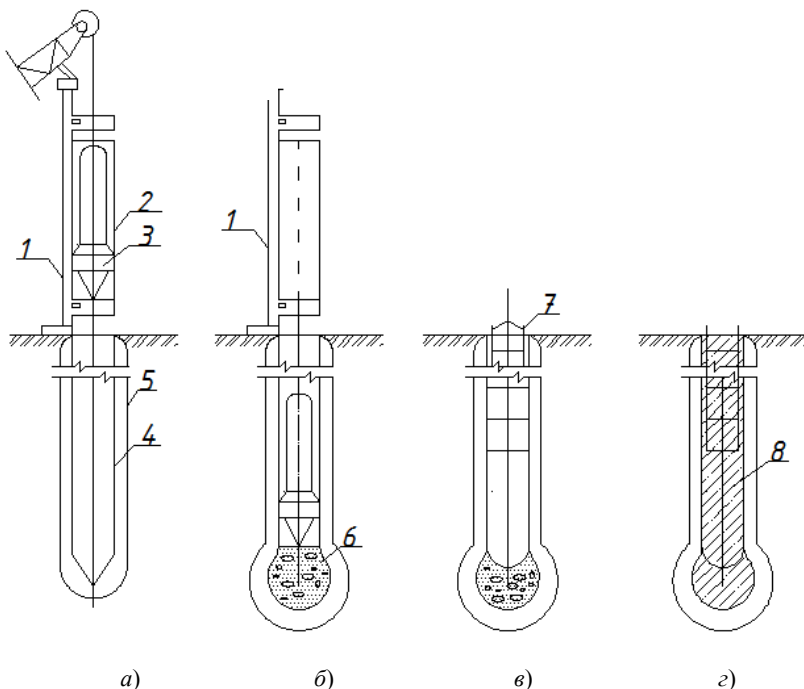


Рис. 3.56. Технологическая схема устройства набивных свай в пробитых скважинах:

- а* – пробивка скважины; *б* – формирование уширения;
в – установка арматурного каркаса; *г* – заполнение скважины бетоном; *1* – упорная стойка; *2* – направляющая;
3 – пробивной снаряд; *4* – пробитая скважина;
5 – уплотненная зона грунта; *б* – уширение из жесткого грунтового материала; *7* – арматурный каркас;
8 – бетонная смесь

По виду материала, заполняющего пробитую скважину, сваи выполняются из:

- литого (пластичного) бетона с уплотнением его под собственным весом или глубинным вибратором;
- жесткого бетона, укладываемого отдельными слоями с уплотнением каждого слоя пробивным снарядом, в результате чего диаметр свай и уплотненной зоны вокруг нее увеличивается в 1,1–1,2 раза;
- жесткого грунтового материала с послойным уплотнением его тем же снарядом.

Такие фундаменты целесообразно применять в хорошо уплотняющихся глинистых, а иногда песчаных грунтах с высокими коэффициентами пористости, низкими прочностными и деформационными характеристиками, влажностью, близкой к оптимальной.

Несущую способность свисячей набивной сваи в пробитой скважине по основным характеристикам грунтов на вертикальную нагрузку следует рассчитывать по формуле

$$F_d = F_{dR} + F_{df} + F'_{dR},$$

где F_{dR} – несущая способность сваи нижним концом, определяемая в зависимости от ее вида; F_{df} – то же, по ее боковой поверхности, вычисляемая по аналогии с забивными сваями; F'_{dR} – то же, по оголовку, определяемая по методике расчетов фундаментов в вытрамбованных котлованах.

Несущая способность сваи по результатам статического зондирования вычисляется по формуле

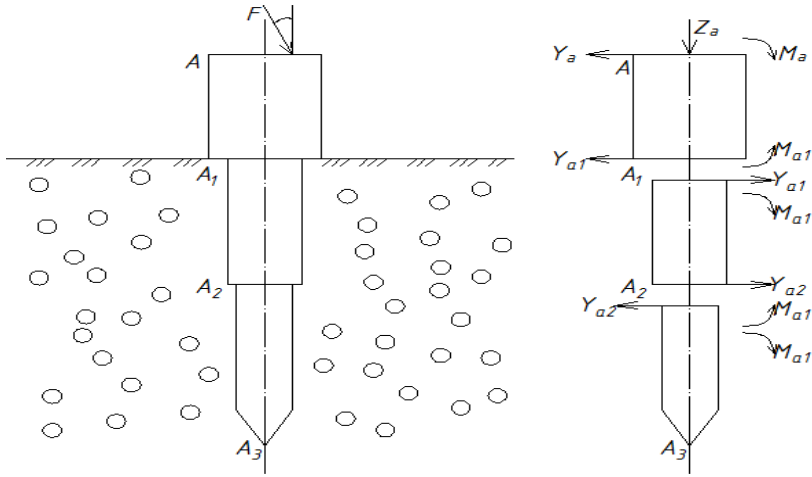
$$F_u = F_{uR} + F_{uf} + F'_{uR},$$

где F_{uR} – частное предельное сопротивление сваи под нижним ее концом, принимаемое с учетом вида свай как наименьшее из значений $F_{uR,1}$ при влажности уплотненного грунта со свайей или уширенным основанием; $F_{uR,2}$ – то же, водонасыщенного грунта природного сложения, залегающего ниже уплотненной зоны; F_{uf} – то же, в точке зондирования по ее боковой поверхности, определяемое для грунта природной влажности; F'_{uR} – то же, под острием.

Область применения фундаментов из таких свай по грунтовым условиям и конструкциям зданий и сооружений весьма широкая, близкая к фундаментам из забивных свай.

Расчет многопролетного свайного фундамента. Рассматриваемую конструкцию мысленно расчленим на несколько частей (рис. 3.57). Условимся, что наземная часть свай AA_1 погружена в слабый грунт и их модули деформаций

$$E_{0(AA_1)} \rightarrow 0.$$



**Рис. 3.57. Модель фундамента (а);
расчетная схема (б)**

Условимся так же, что модули деформаций грунта $E_0(AA_1)$ на участках AA_1 и $AA_2 \dots$ постоянны, но по величине отличаются друг от друга.

$$\alpha_{AA_1} \rightarrow 0.$$

Рассмотрим сваю (балку) AA_3 , у которой верхний конец (головка) жестко заделан в ростверке (фундаменте). По заданным грунтовым и конструктивным условиям сваю AA_3 мысленно расчленяем на три части AA и A_1A_2 и A_2A_3 с постоянными моментами инерции каждая и постоянными модулями деформаций грунта на тех же уровнях.

Из условий равенства реактивных давлений грунта и перемещений в местах расчленения получено:

$$\left. \begin{aligned} \Omega_{12}^{(A)} Y_{A1} + \Omega_{13}^{(A)} Y_{A2} + \Omega_{15}^{(A)} Y_{A1} + \Omega_{16}^{(A)} Y_{A2} &= -(\Omega_{11}^{(A)} Y_A + \Omega_{14}^{(A)} M_A); \\ \Omega_{21}^{(A)} Y_{A1} + \Omega_{22}^{(A)} Y_{A2} - \Omega_{24}^{(A)} M_{A1} + \Omega_{25}^{(A)} M_{A2} &= 0; \\ D_{12}^{(A)} Y_{A1} + D_{13}^{(A)} Y_{A2} + D_{15}^{(A)} M_{A1} + D_{16}^{(A)} M_{A2} &= (D_{11}^{(A)} Y_A + D_{14}^{(A)} M_A); \\ D_{21}^{(A)} Y_{A1} + D_{22}^{(A)} Y_{A2} - D_{24}^{(A)} M_{A1} - D_{25}^{(A)} M_{A2} &= 0. \end{aligned} \right\}$$

Решаем совместно эти уравнения относительно Y_{A1} , Y_{A2} , M_{A1} и M_{A2} :

$$\left. \begin{aligned} M_{A1} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left\{ d_1^{(A)} \left(C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)} \right) - d_2^{(A)} \times \right. \\ &\quad \left. \times \left(C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right\}; \\ M_{A2} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left\{ d_1^{(A)} \left(C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)} \right) - d_2^{(A)} \times \right. \\ &\quad \left. \times \left(C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right\}; \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} Y_{A1} &= \frac{1}{\Delta^{(A)}} \left\{ d_2^{(A)} \left[b_1^{(A)} C_1^{(A)} \left(\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)} \right) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - b_2^{(A)} C_1^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(D_{15}^{(A)} C_1^{(A)} - b_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right] + \right. \\ &\quad \left. + \left\{ d_1^{(A)} \left[b_1^{(A)} C_1^{(A)} \left(\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)} \right) + C_1^{(A)} b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \right. \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(b_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_1^{(A)} \Omega_{15}^{(A)} \right) \right] \right\}; \\ Y_{A2} &= \frac{1}{\Delta^{(A)}} \left\{ d_2^{(A)} \left[b_2^{(A)} C_2^{(A)} \left(\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)} \right) + C_1^{(A)} b_2^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(C_1^{(A)} D_{15}^{(A)} - b_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right] + \right. \\ &\quad \left. + \left\{ d_1^{(A)} \left[b_2^{(A)} C_2^{(A)} \left(\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)} \right) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \right. \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - C_1^{(A)} b_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(b_2^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_2^{(A)} \Omega_{15}^{(A)} \right) \right] \right\}; \end{aligned} \right\}$$

или

$$\left. \begin{aligned} M_{A1} &= K_1^{(A)} d_1^{(A)} - K_2^{(A)} d_2^{(A)}; \\ M_{A2} &= K_3^{(A)} d_2^{(A)} - K_4^{(A)} d_1^{(A)}; \\ Y_{A1} &= K_5^{(A)} d_2^{(A)} - K_6^{(A)} d_1^{(A)}; \\ Y_{A2} &= K_7^{(A)} d_3^{(A)} - K_8^{(A)} d_1^{(A)}. \end{aligned} \right\}$$

В этих формулах:

$$\left. \begin{aligned} a_1^{(A)} &= \Omega_{21}^{(A)} D_{22}^{(A)} - D_{21}^{(A)} \Omega_{22}^{(A)}; \\ b_1^{(A)} &= D_{24}^{(A)} \Omega_{22}^{(A)} - D_{22}^{(A)} \Omega_{24}^{(A)}; \\ C_1^{(A)} &= D_{25}^{(A)} \Omega_{22}^{(A)} - D_{22}^{(A)} \Omega_{25}^{(A)}; \\ b_2^{(A)} &= D_{21}^{(A)} \Omega_{24}^{(A)} - \Omega_{21}^{(A)} D_{24}^{(A)}; \\ C_2^{(A)} &= D_{21}^{(A)} \Omega_{25}^{(A)} - \Omega_{21}^{(A)} D_{25}^{(A)}; \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} d_1^{(A)} &= \Omega_{11}^{(A)} Y_A - \Omega_{14}^{(A)} M_A; \\ d_2^{(A)} &= D_{11}^{(A)} Y_A - D_{14}^{(A)} M_A; \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta^{(A)} = \left(b_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{15}^{(A)} \right) \left(C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)} \right) - \left(b_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{15}^{(A)} \right) \left(C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)} \right);$$

$$\left. \begin{aligned} K_1^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left(C_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{16}^{(A)} \right); \\ K_2^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left(C_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right); \\ K_3^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left(b_1^{(A)} D_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} D_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} D_{15}^{(A)} \right); \\ K_4^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left(b_1^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} + b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - a_1^{(A)} \Omega_{15}^{(A)} \right); \\ K_5^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left[b_1^{(A)} C_1^{(A)} \left(\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)} \right) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \right. \\ &\quad \left. - b_2^{(A)} C_1^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(C_{15}^{(A)} D_{15}^{(A)} - b_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right]; \\ K_6^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left[b_1^{(A)} C_1^{(A)} \left(\Omega_{12}^{(A)} - D_{12}^{(A)} \right) + C_1^{(A)} b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \right. \\ &\quad \left. - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{13}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(b_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - C_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right]; \\ K_7^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left[b_2^{(A)} C_2^{(A)} \left(\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)} \right) + C_1^{(A)} b_2^{(A)} \Omega_{13}^{(A)} - \right. \\ &\quad \left. - b_1^{(A)} C_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(C_1^{(A)} D_{16}^{(A)} - b_1^{(A)} \Omega_{16}^{(A)} \right) \right]; \\ K_8^{(A)} &= \frac{a_1^{(A)}}{\Delta^{(A)}} \left[b_2^{(A)} C_2^{(A)} \left(\Omega_{13}^{(A)} - D_{13}^{(A)} \right) + b_1^{(A)} C_2^{(A)} \Omega_{12}^{(A)} - \right. \\ &\quad \left. - C_1^{(A)} b_2^{(A)} D_{12}^{(A)} + a_1^{(A)} \left(b_2^{(A)} D_{16}^{(A)} - c_1^{(A)} D_{15}^{(A)} \right) \right]. \end{aligned} \right\}$$

Из условий заделки сваи в ростверк получено

$$a_M^{(A)} M_a + a_P^{(A)} Y_a = 0,$$

где

$$\begin{aligned}
a_M^{(A)} &= \frac{1}{L_{AA1}} \left[H_{17}^{(A)} + H_{16}^{(A)} (K_1^{(A)} \Omega_{14}^{(A)} - K_2^{(A)} \Omega_{14}^{(A)}) \right] + \\
&\quad + (H_{11}^{(A)} - H_{13}^{(A)}) (K_5^{(A)} D_{14}^{(A)} + K_6^{(A)} \Omega_{14}^{(A)}); \\
a_P^{(A)} &= (H_{11}^{(A)} + H_{13}^{(A)}) + (H_{11}^{(A)} - H_{13}^{(A)}) (D_{11}^{(A)} K_5^{(A)} + K_6^{(A)} \Omega_{11}^{(A)}) + \\
&\quad + \frac{1}{L_{AA1}} (K_1^{(A)} \Omega_{11}^{(A)} - K_2^{(A)} D_{11}^{(A)}).
\end{aligned}$$

Подставляем значение M_A из уравнений в формулу:

$$\left. \begin{aligned}
M_{A1} &= K_1^{(A)} d_{1P}^{(A)} - K_2^{(A)} d_{2P}^{(A)}, \quad Y_{A1} = K_5^{(A)} d_{2P}^{(A)} + K_6^{(A)} d_{1P}^{(A)}; \\
M_{A2} &= K_3^{(A)} d_{2P}^{(A)} - K_4^{(A)} d_{1P}^{(A)}, \quad Y_{A2} = K_7^{(A)} d_{2P}^{(A)} + K_8^{(A)} d_{1P}^{(A)},
\end{aligned} \right\}$$

где

$$\left. \begin{aligned}
d_{1P}^{(A)} &= \left(\Omega_{11}^{(A)} - \frac{a_P^{(A)}}{a_M^{(A)}} \Omega_{14}^{(A)} \right) Y_A = E_{\Omega}^{(A)} Y_A; \\
d_{2P}^{(A)} &= \left(D_{11}^{(A)} - \frac{a_P^{(A)}}{a_M^{(A)}} D_{14}^{(A)} \right) Y_A = E_D^{(A)} Y_A.
\end{aligned} \right\}$$

Зная величины M_{A1} , M_{A2} , Y_{A1} и Y_{A2} , можно определить δ_A . При определении δ_A для удобства начало координат берем в точке A_3 . Оси z направляем вверх, а оси y – вправо. Из уравнения для определения упругой линии балки (для рассматриваемого случая) получаем

$$\left. \begin{aligned}
\delta_A &= \frac{L_{A2A3}}{a_{A2A3} i_{A1A2}} \left(-\bar{y}_{2A2}^{(-A2)} M_{A2} - \bar{y}_{3A2}^{(-A2)} L_{A2A3} \right) + \\
&\quad + \frac{L_{A2A3}}{a_{A2A3} i_{A1A2}} \left[\bar{y}_{2A1}^{(-A1)} M_{A2} - \bar{y}_{2A1}^{(-A1)} M_{A1} + L_{A1A2} \left(\bar{y}_{3A1}^{(A)} Y_{A2} + \bar{y}_{3A1}^{(A1)} L_{A1} \right) \right] + \\
&\quad + \frac{L_{AA1}}{a_{AA1} i_{AA1}} \left[\bar{y}_{2A1}^{(A)} M_{A1} - \bar{y}_{2A1}^{(A)} M_{A1} + L_{AA1} \left(\bar{y}_{3A1}^{(A)} Y_{A1} + \bar{y}_{3A1}^{(A)} L_A \right) \right].
\end{aligned} \right\}$$

Зная величины M_{A1} , M_{A2} , Y_{A1} , Y_{A2} , можно определить напряжения σ_{A1} , σ_{A2} по формуле

$$\sigma_i = \frac{M_i}{W_i}.$$

Расчет многопролетной шпунтовой стены. Расчленив подземную часть шпунтовой стены на глубину в местах изменения моментов инерции на n отдельных частей балок, получаем n балок конечной длины и постоянного поперечного сечения.

В результате приложенных к шпунтовой стене на поверхности грунта горизонтальной силы P_0 и изгибающего момента M_0 (рис. 3.58) каждая отсеченная подземная часть балки находится под действием реактивного давления грунта. Первая отсеченная часть находится под действием сил и момента $P_0 - M_0, Y_1$ и M_2 ; вторая – под действием Y_1, Y_2, \dots, M_1 и M_2, \dots ; n – под действием $Y_n, Y_{n+1}, M_n, M_{n+1}$. Для общности расчета предполагается, что нижний конец шпунтовой стены погружен в плотный грунт и поэтому не может повернуться и переместиться. Здесь $Y_1, Y_2, \dots, Y_{n+1}; M_1, M_2, \dots, M_{n+1}$ – неизвестные усилия; для определения их использованы следующие системы уравнений.

Первая система уравнений, полученная из условий равенства реактивных давлений грунта на шпунтовую стену (балку) в местах мысленного ее расчленения:

$$\left. \begin{aligned} \Omega_{11}Y_0 + \Omega_{12}Y_1 + \Omega_{13}Y_2 + \Omega_{14}M_0 + \Omega_{15}M_1 + \Omega_{16}M_2 &= 0; \\ \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ (-1)^{n+1}(\Omega_{n1}Y_{n-1} + \Omega_{n2}Y_n + \Omega_{n3}Y_{n+1}) + \Omega_{n4}M_{n-1} + \Omega_{n5}M_n + \Omega_{n6}M_{n+1} &= 0. \end{aligned} \right\}$$

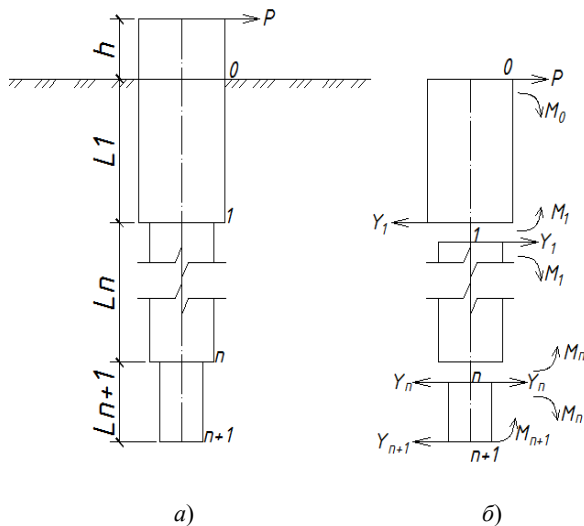


Рис. 3.58. Заданная схема (а); расчетная схема (б)

Вторая система уравнений, полученная из равенства угловых перемещений шпунтовой стенки в местах ее расчленения:

$$\left. \begin{aligned} D_{11}Y_0 + D_{12}Y_1 + D_{13}Y_2 + D_{14}M_0 + D_{15}M_1 + D_{16}M_2 = 0; \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ (-1)^{n+1}(D_{n1}Y_{n-1} + D_{n2}Y_n + D_{n3}Y_{n+1}) + D_{n4}M_{n-1} + D_{n5}M_n + D_{n6}M_{n+1} = 0. \end{aligned} \right\}$$

Уравнения, полученные из условия заделки верхнего конца шпунтовой стены (балки) и из равенства нулю реактивного давления грунта в том же месте:

$$\left. \begin{aligned} (H_{11} + H_{13})Y_0 + (H_{11} - H_{13})Y_1 + H_{17} \frac{M_0}{L_1} + H_{16} \frac{M_1}{L_1} = 0; \\ (\omega_{11} + \omega_{13})Y_0 + (\omega_{11} - \omega_{13})Y_1 - (\omega_{15} + \omega_{16}) \frac{M_0}{L_1} + (\omega_{15} - \omega_{16}) \frac{M_1}{L_1} = 0. \end{aligned} \right\}$$

Уравнения, полученные из условия заделки в грунт нижнего конца шпунтовой стены и из равенства нулю реактивного давления грунта в том же месте:

$$\left. \begin{aligned} (-1)^{n+1} \left[(H_{(n+1)1} - H_{(n+1)3})Y_n + (H_{(n+1)1} + H_{(n+1)3}Y_{n+1}) \right] + \\ + H_{n6} \frac{M_n}{L_{n+1}} + H_{n7} \frac{L_{n+1}}{M_{n+1}} = 0; \\ (-1)^{n+1} \left[(\omega_{(n+1)1} - \omega_{(n+1)3})Y_n + (\omega_{(n+1)1} + \omega_{(n+1)3}Y_{n+1}) \right] + \\ + (\omega_{(n+1)5} - \omega_{(n+1)6}) \frac{M_n}{L_{n+1}} - (\omega_{(n+1)5} - \omega_{(n+1)6}) \frac{M_{n+1}}{L_{n+1}} = 0. \end{aligned} \right\}$$

3.4. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

К пространственным конструкциям фундаментов относятся фундаменты с применением различного типа оболочек, мембран, структур, в том числе в сочетании с плоскими платами. Они обладают рядом преимуществ по сравнению с традиционными типами фундаментов с плоской подошвой (ленточными, столбчатыми, плитными прямоугольными, круглыми и кольцевыми), например меньшей материалоемкостью [37, 84, 85]:

– оболочки, мембраны и структуры наилучшим образом работают при действии распределенной нагрузки – активного давления грунта;

- грунт, контактирующий с тонкостенными оболочками, структурами или мембранами, сообщает им дополнительную надежность, поэтому отпадает проблема обеспечения устойчивости конструкций;
- пространственные конструкции хорошо воспринимают поперечные силы, вследствие чего не требуется увеличения толщины конструкций у опор;
- изменением оболочек можно повлиять на форму эпюры активного давления грунта, выполнять оболочку равнопрочной во всех сечениях.

Наряду с плитными используются железобетонные фундаменты с криволинейной верхней поверхностью, а также оболочки. Однако затруднения с расчетом таких конструкций и технологией выполнения ограничивают их применение в строительстве.

Форма пространственного фундамента зависит от конструктивно-го решения сооружения, вида вышерасположенных конструкций, физико-механических характеристик грунтов, типа материала фундамента, внешних нагрузок, глубины заложения подошвы, типа стыка с опирающимися конструкциями. В общем случае пространственный фундамент, как и традиционный, должен воспринимать внешнюю нагрузку и передавать ее на менее прочное основание с учетом ограничений по деформациям, давлению на грунт и устойчивости основания.

Фундаменты в форме железобетонных оболочек. В отдельно стоящих фундаментах колонн применяют оболочки конические, шатровые, гипары; под стены – цилиндрические, складчатые, эллиптические параболоиды; под высокие (точечные) сооружения башенного типа, в том числе круглые в плане – сферические, конические. Форма фундамента обычно соответствует форме опирающейся конструкции: для круглых объектов (здания, башни, силосы и др.) – оболочки вращения; прямоугольных (здания различного назначения и конструктивной формы) – прямоугольные или квадратные, многоволновые оболочки; для анкеров – конические.

Процесс деформирования фундаментов оболочек можно разделить на три стадии. При нагружении происходит непрерывное перераспределение нормальных q и касательных τ усилий на контакте оболочки и грунта, и усилие в оболочке, повышающее разрушающую нагрузку. Пластические шарниры формируются задолго до разрушения оболочки. Для фундаментов с оболочками вращения характерной формой разрушения является меридионально-кольцевая. Разрушения по наклонным сечениям, как правило, не наблюдаются. Большое значение имеют силы распоры для внутренней части круглых и кольцевых плит с оболочками. Горизонтальные усилия на контуре для ряда

оболочек (осесимметричные, многопролетные фундаменты в форме цилиндрических оболочек и др.) достигают больших значений, и их необходимо воспринимать с помощью конструктивных мероприятий, например, использованием преднапряженной арматуры для круглых в плане оболочек и пр.

Столбчатые фундаменты-оболочки с плитами являются переходными от обычных столбчатых с плоской подошвой к фундаментам-оболочкам. Сохраняя традиционные способы производства работ по устройству фундаментов, они в то же время позволяют снизить материалоемкость, уменьшить объем бетона, сократить приведенные затраты на 20...30%. В состав таких фундаментов входят два элемента: расширяющаяся книзу оболочка, в верхней части которой может быть стакан для колонны (при стыке с колонной), и закладные детали для опирания стальной колонны на плиту. Существует несколько вариантов фундаментов под колонны (рис. 3.59).

Испытания железобетонных образцов (рис. 3.60) позволили выявить механизмы разрушения и НДС, что дало возможность разработать методы расчета, проектирования и строительства таких фундаментов.

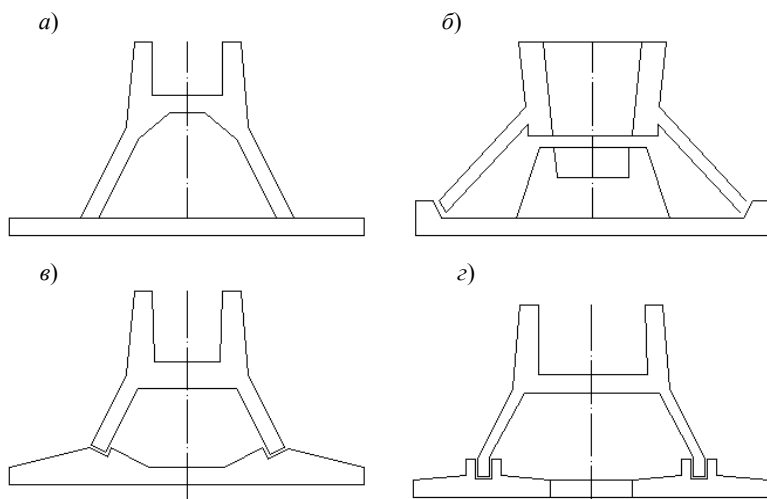


Рис. 3.59. Столбчатые фундаменты-оболочки с плитой:

а – коническая оболочка с квадратной плитой;

б – то же, со сквозным стаканом, с центральной опорой;

в – с плитой «шпального» сечения;

г – оболочка со стаканым стыком с плитой

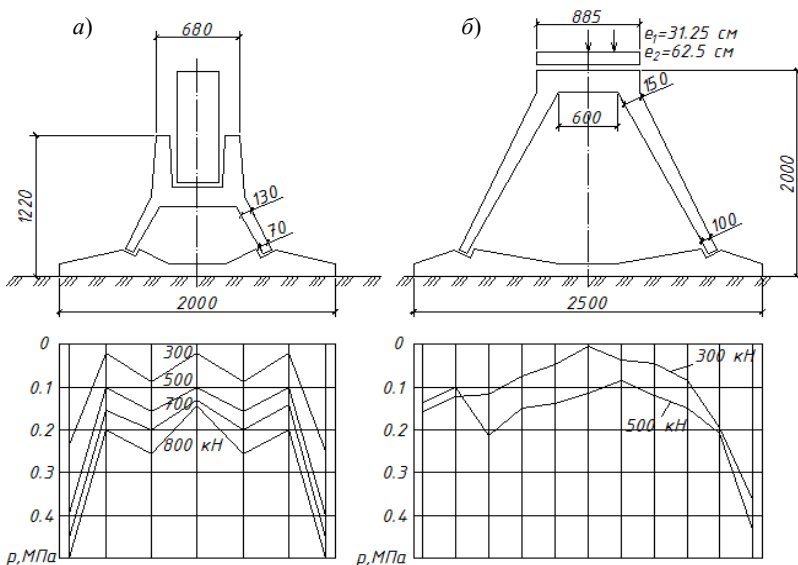


Рис. 3.60. Эпюры контактных давлений и напряжений в столбчатых фундаментах-оболочках:
а – конической; *б* – пирамидальной формах

Установлено, что фундаменты с коническими оболочками и круглыми плитами разрушаются по меридионально-кольцевой схеме, а с пирамидальными (шатровыми) оболочками – с образованием ортогональных трещин в оболочке и плите. Эпюра контактных давлений грунта обычно связана с конкретной формой деформирования плиты.

Столбчатые фундамента-оболочки эффективны по расходу материалов, опираются нижней поверхностью на грунт (рис. 3.61). Они отличаются повышенной трудоемкостью при строительстве (подготовка основания, применение забивных конических оболочек и др.).

Испытания (рис. 3.62, 3.63) позволили выявить особенности НДС и создать методы расчета.

Установлено перераспределение контактных давлений, выявлены две схемы разрушения гипара (по ортогональным или диагональным трещинам).

Для осесимметричных конических оболочек, в том числе с кольцевыми плитами, основными схемами разрушения являются меридионально-кольцевая с симметричными трещинами при центральной нагрузке и такая же с несимметричными меридиональными трещинами при внецентренной нагрузке.

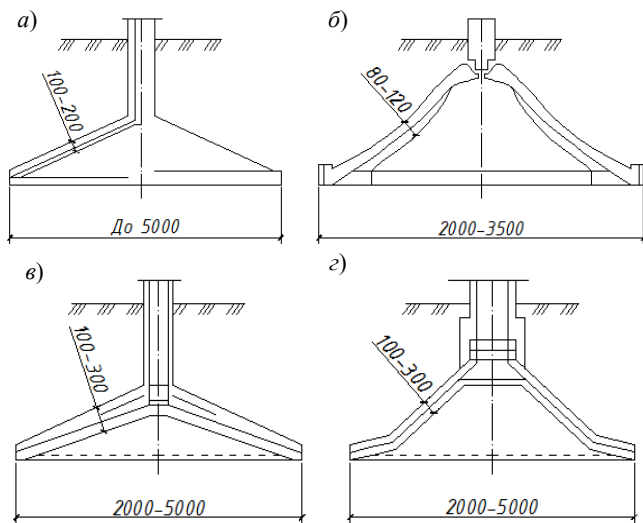


Рис. 3.61. Типы столбчатых фундаментов-оболочек:
а – гипар; *б* – мембранная с арматурой, напрягаемой по контуру;
в, г – конические оболочки

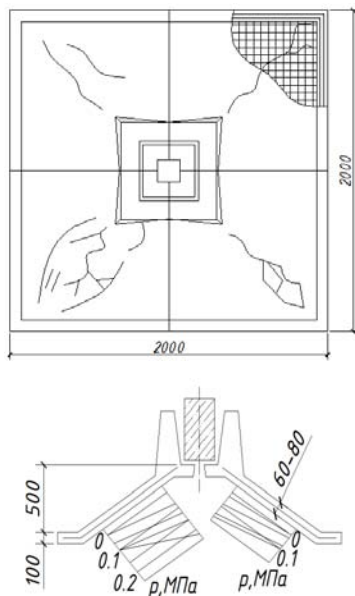


Рис. 3.62. Схема разрушения плиты (*а*) эпюры контактных давлений (*б*)

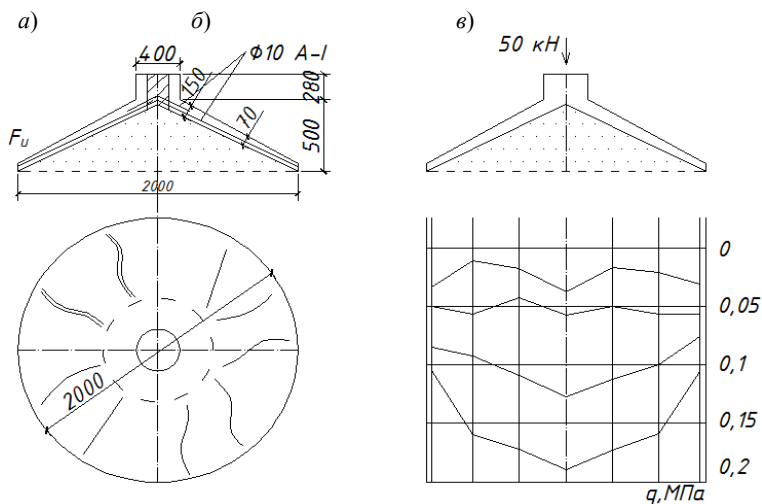


Рис. 3.63. Результаты испытаний конических фундаментов-оболочек, в том числе с плитами:

- a* – схема разрушения конической оболочки при симметричной (слева);
- б* – то же, несимметричной (справа) нагрузке;
- в* – эпюры напряжений на контакте с грунтом

Многоволновые фундаменты-оболочки (рис. 3.64) широко применялись в разных странах при возведении обычных четырех-пятиэтажных жилых и высотных зданий. Были проведены испытания многоволновых фундаментов-оболочек, показавшие, что они разрушаются подобно оболочкам в покрытиях. На основе исследований были запроектированы и построены фундаменты опор ВЛ на глубоких болотах.

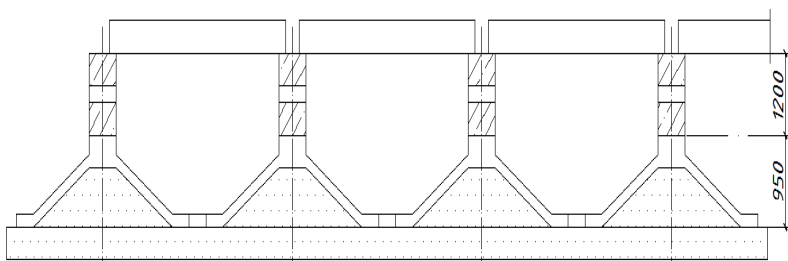


Рис. 3.64. Многоволновые фундаменты-оболочки жилых домов – сборные фундаменты – складки на вечномёрзлых грунтах

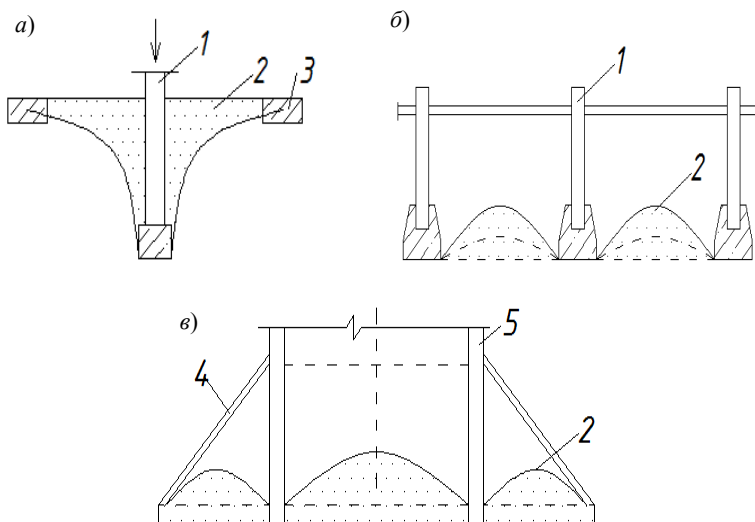


Рис. 3.65. Мембранные фундаменты:

а – под колонны; *б* – стены; *в* – для трубы;

1 – колонна, стена; *2* – мембрана; *3* – кольцо; *4* – оболочка; *5* – башня

Фундаменты с применением гибких мембран. В мембранных фундаментах используют криволинейные поверхности, характерные для пространственных конструкций, выпуклостью вверх в направлении действия реактивного отпора грунта (рис. 3.65).

В результате гибкости мембран, неравномерной эпюры контактных давлений и трения по грунту их форма несколько отступает от идеальной. Так, «цилиндрическая» мембрана в качестве криволинейной образующей имеет кривую, близкую по форме к эллипсу. В состав фундамента входят мембрана, контурные элементы, распорки, опорные блоки.

Фундаменты в виде структур состоят из отдельных стержней или плит, расположенных в направлениях, наибольших сжимающих напряжений. Они используются в качестве промежуточных элементов между колоннами, стенами здания и фундаментными плитами или распределенные в объеме грунта, являются элементами, армирующими грунт (рис. 3.66).

Структуры как часть фундамента, передающие внешнюю нагрузку от колонн или стен на плиту, позволяют уменьшить пролеты плиты, снизить расход бетона и арматуры, повысить жесткость всей системы.

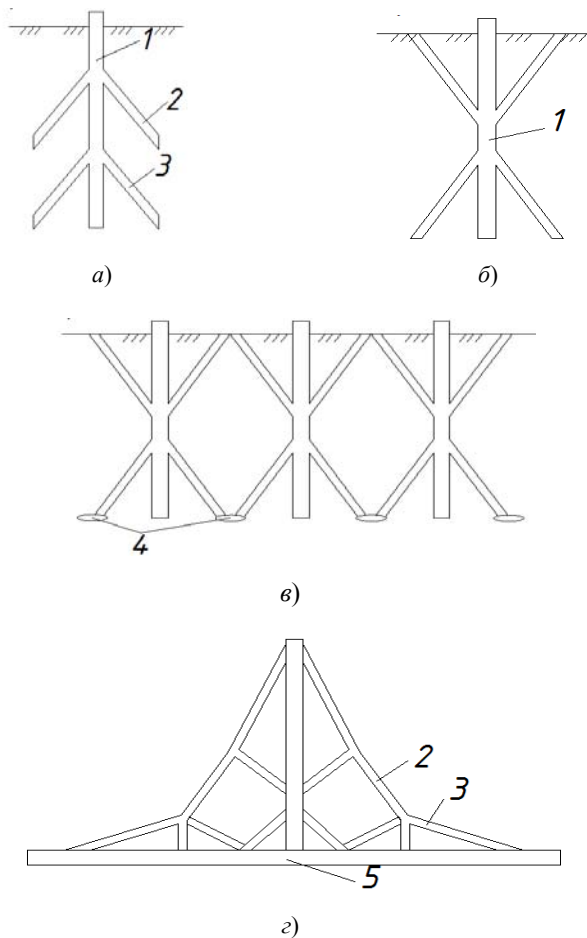


Рис. 3.66. Фундаменты-структуры:
a – в – из свай; *г* – переходные структуры от колонн к плите;
1 – колонна (свая); *2, 3* – отростки, наклонные части;
4 – уширения; *5* – плита

3.5. ПЛИТНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Приведем некоторые данные из книги А. Н. Тетиора [44, 45], представляющие интерес как для проектирования, так и для исследования. Типы фундаментов показаны на рис. 3.67.

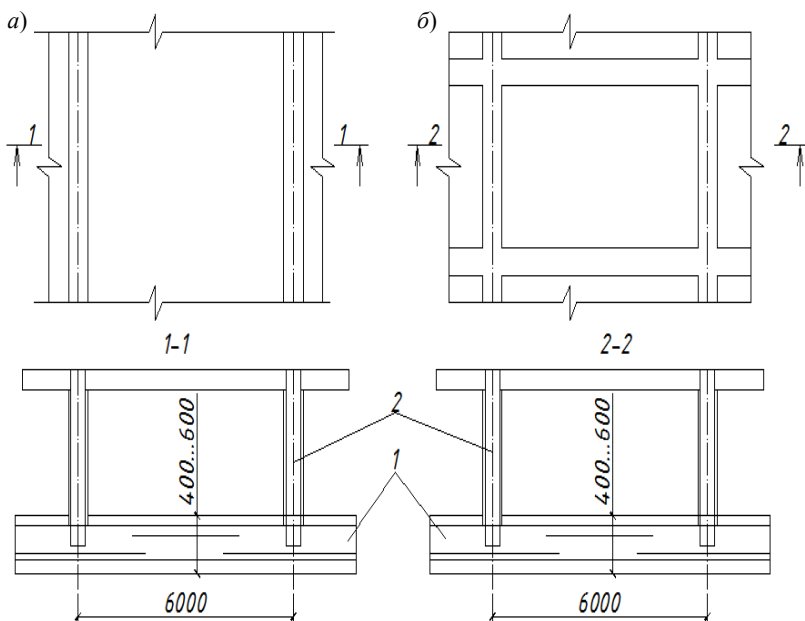


Рис. 3.67. Типы сплошных фундаментов:

а – сплошная ребристая плита с ребрами вверх или вниз;

б – безбалочная плита с капителями;

в – коробчатый фундамент; 1 – ребро; 2 – стена

Чаще всего применяют следующие конструкции (рис. 3.68):

– сплошная ребристая плита с параллельными или перекрестными ребрами выше или ниже плиты (вместо ребер можно использовать сборные блоки стен подвала, каменную кладку или сборные панели стен подвала);

– безбалочная плита с капителями под колоннами (капители могут иметь пирамидальную или криволинейную форму);

– коробчатый фундамент в виде ребристой плиты с ребрами на высоту этажа и перекрытием над ними.

Проведены обширные экспериментальные исследования, выявлены следующие закономерности поведения плит: напряженно-деформированное состояние характеризуется изгибом в стадии I и постепенным переходом к внецентренному сжатию в стадиях Ia, II, IIIa (В. М. Бондаренко). В стадии I плиты испытывают действие изгибающего момента одного знака, как это и следует из упругого расчета (плиты прогибаются вниз к грунту). Затем, после образования трещин у опор, кривизна изменяется в противоположном направлении (рис. 3.69).

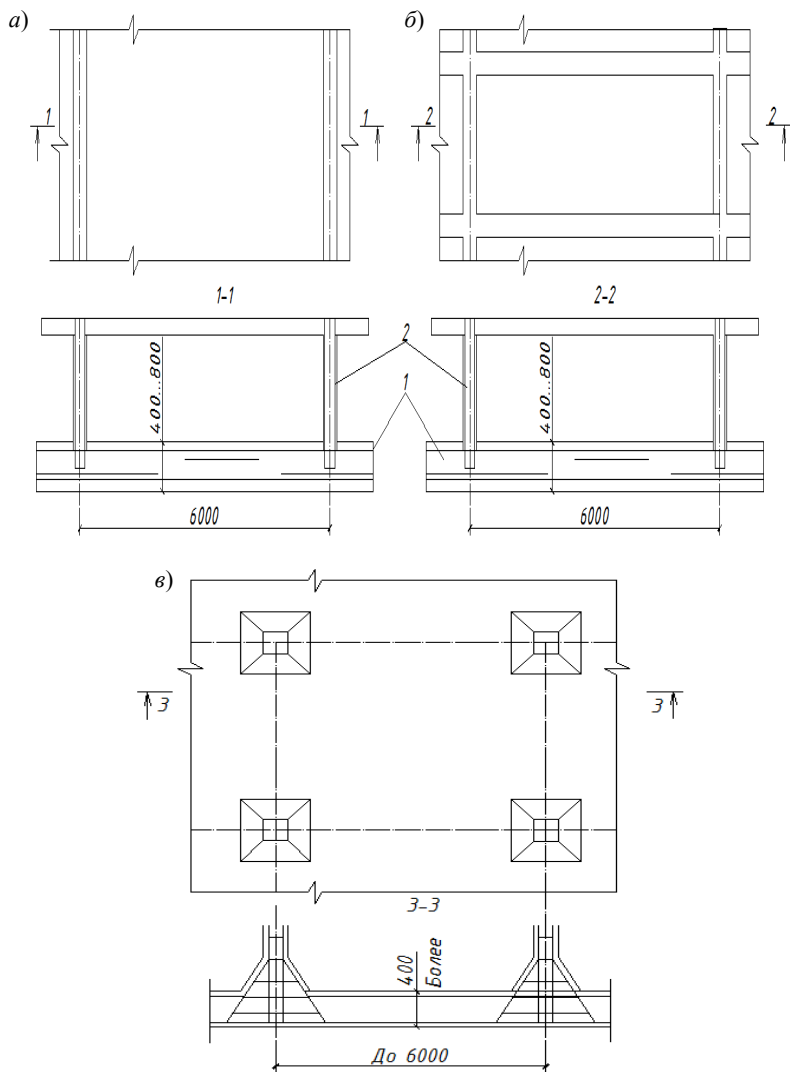


Рис. 3.68. Армирование фундаментов и эффективные типы сплошных фундаментов:

а, б – ребристые и коробчатые фундаменты с параллельными и перекрестными ребрами; *в* – безбалочные фундаменты; *г* – напряженно-армированная плита; *д* – складчатая и цилиндрическая оболочка; *1* – плита; *2* – стена; *3* – капитель; *4* – складка; *5* – напрягаемая арматура; *б* – обычная арматура; *7* – цилиндрическая оболочка

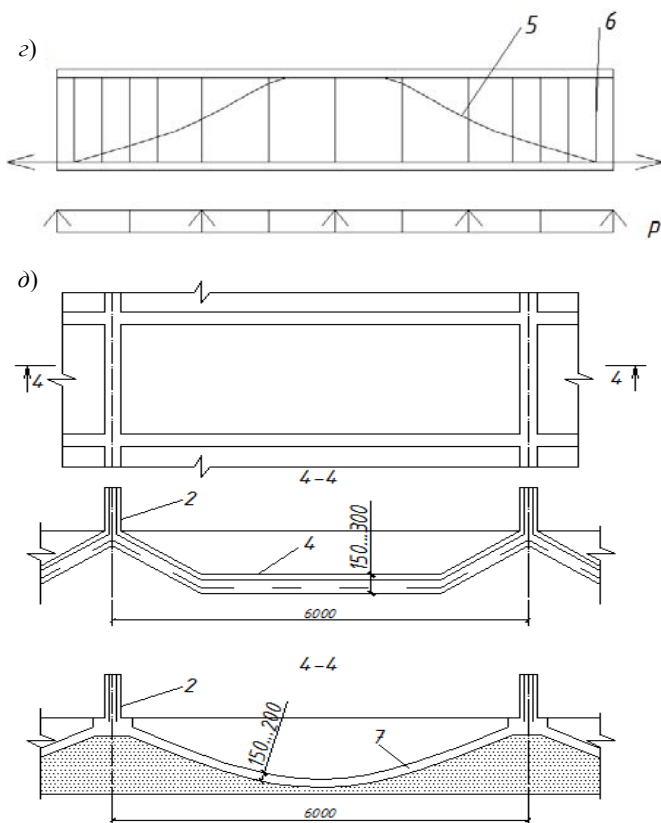
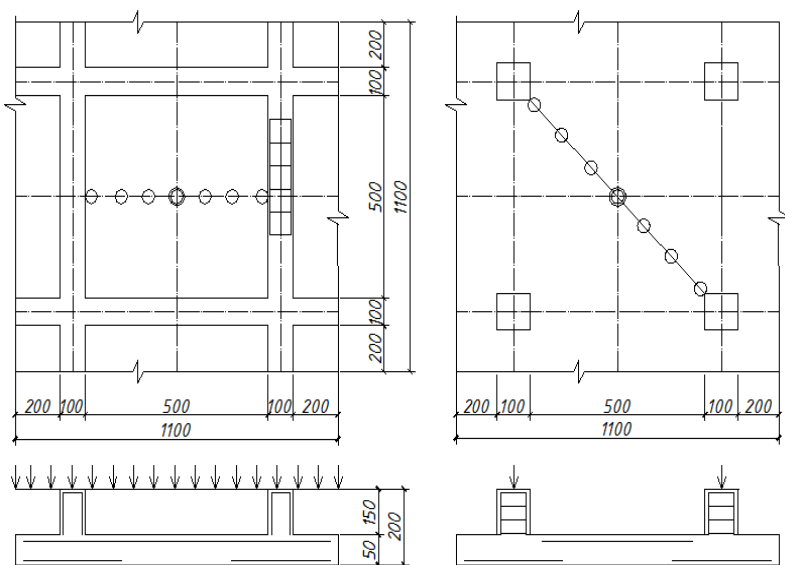


Рис. 3.68. Окончание

Деформации бетона сжатой зоны в балочных и опертых по контуру плитах не достигли предельных значений, деформации арматуры приблизились к предельным.

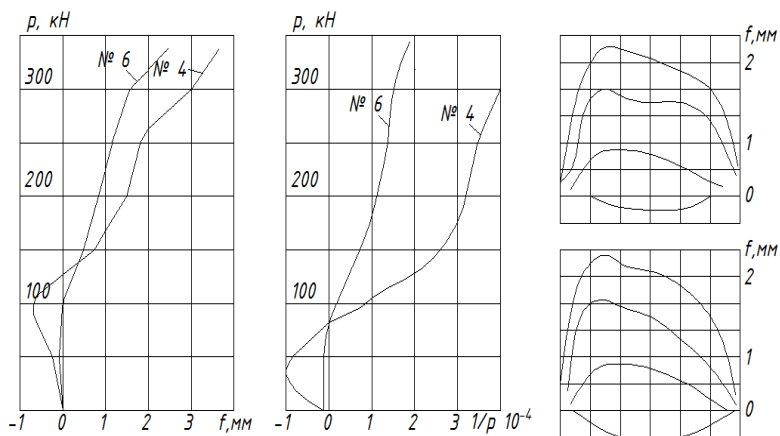
Проведены замеры контактных давлений для балочной плиты, которая сначала работала в условиях ограничения горизонтальных перемещений, что обуславливалось установкой цилиндрических шарниров между домкратами и ребрами плиты и исключением влияния обоймы (рис. 3.70).

Первоначальная эпюра контактных давлений трансформировалась в эпюру, более благоприятную для конструкции, поскольку наблюдается большее перераспределения давления. Явления распора для фундаментных плит имеют более сложный характер, чем для надфундаментных конструкций.



а)

б)

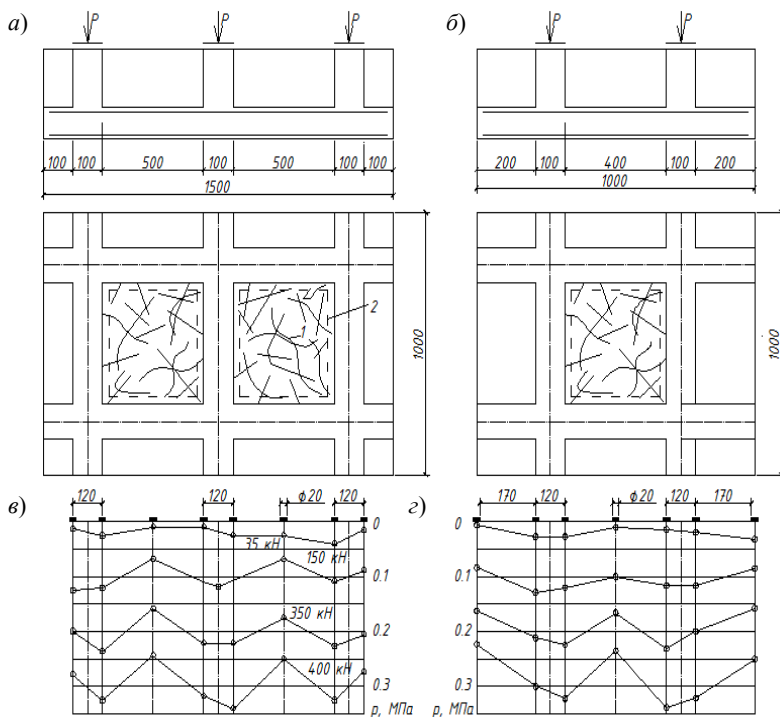


в)

г)

д)

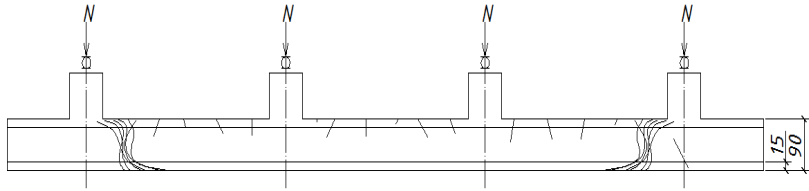
Рис. 3.69. Результаты испытаний:
 а, б – балочные и безбалочные плиты;
 в – д – замеры прогибов f и кривизны $1/p$



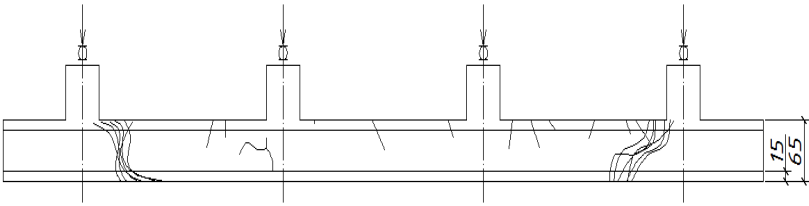
**Рис. 3.70. Схемы трещинообразования (а, б)
и эпюры контактных давлений (в, г):
1, 2 – соответственно верхние и нижние трещины**

Кривизна плит увеличивается в меньшей степени, чем это следует из расчета на изгиб. По мере раскрытия трещин она должна расти при изгибе, в действительности же рост кривизны постепенно замедляется (см. рис. 3.69).

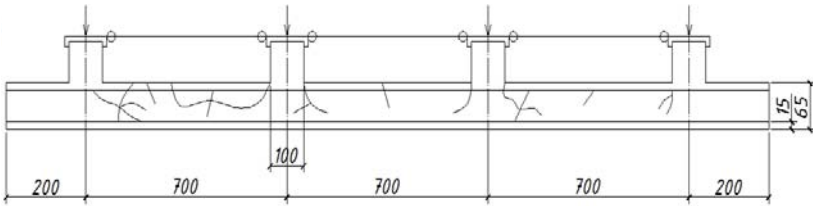
Состояние внецентренного сжатия поддерживается увеличивающимся распором, который реализуется за счет ограничения горизонтальных перемещений опорных частей плит трением их о грунт, а также жесткими надфундаментными конструкциями. В зависимости от толщины плит возможен постепенный переход от изгиба к внецентренному сжатию с большим эксцентриситетом, а затем – с малым эксцентриситетом. Меньшее снижение жесткости приводит к меньшему перераспределению контактных давлений.



a)



б)



в)

Рис. 3.71. Схемы трещинообразования и разрушения:

а, б – балочные плиты разной толщины при шарнирном опирании домкратов на ребра; *в* – балочные плиты разной толщины при исключении горизонтальных перемещений (максимальная реализация распора)

Установлены следующие особенности разрушения плит по наклонным сечениям (рис. 3.71):

1) разрушение с прохождением наклонной трещины в сжатую зону у опоры возможно в результате двух видов исчерпания прочности: разрушения по наклонному сечению (в этом случае напряжения в рабочей арматуре не достигают предела текучести) и разрушения в результате дробления сжатой зоны бетона в нормальном сечении (в этом случае наступает текучесть арматуры);

2) при подходе к грани опоры наклонная трещина обычно разделяется на несколько трещин, что свидетельствует о дроблении бетона по наклонному сечению;

3) действие распора оказывает существенное влияние на схему разрушения;

4) при разрушении по наклонному сечению критическая наклонная трещина является последней трещиной в растянутой зоне;

5) для балочных плит установлено стремление к разрушению по схеме конверта, которое для надфундаментных конструкций подобного типа не наблюдалось;

6) выявлено достаточно устойчивое отклонение трещины в растянутой зоне по грани опоры от нормального сечения по грани опоры;

7) обрыв части стержней рабочей арматуры в пролете может привести к разрушению по наклонному сечению, которое начинается в месте обрыва.

Траектории трещин не соответствовали форме принимаемой пирамиды продавливания (рис. 3.72). Продавливание наблюдается, в первую очередь, в крайних пролетах, где силы распора минимальны и высота сжатой зоны мала. Наиболее важные закономерности необходимо учитывать в расчете и при конструировании плитных фундаментов:

1) переход от работы с однозначной эпюрой изгибающих моментов в начальной условно-упругой стадии к двузначной эпюре после образования и раскрытия трещин. Этот результат свидетельствует о возможности применения упругих моделей в расчетах балок и плит, дающих в результате однозначную эпюру изгибающих моментов: эти расчеты позволяют определить распределение напряжений в условно-упругой начальной стадии работы фундаментов; после этого напряженно-деформированное состояние фундамента принципиально изменяется;

2) непрерывное перераспределение нормальных напряжений на контакте фундамента и грунта при росте внешней нагрузки, ведущее к некоторому росту прочности фундамента;

3) реализация растущих усилий распора вследствие ограничения расширения площади контакта, жесткости надфундаментных конструкций, действия сил трения на контакте.

Использован кинематический способ расчета в виде решения уравнения равенства работ внешних и внутренних сил на возможных перемещениях (рис. 3.73). Разрушающая интенсивность контактных давлений p определяется из равенства работ внешней нагрузки V и внутренних сил (в арматуре) T на бесконечно малых перемещениях:

$$V = T; \quad V = \int p y dF; \quad T = \sum M_{pl} \varphi_{pl},$$

где y – скорость возможных перемещений точек плиты; M_{pl} – предельный изгибающий момент на длине каждого пластического шарнира; φ_{pl} – скорость взаимного поворота звеньев в каждом линейном пластическом шарнире.

Характер трещинообразования исследован также Ю. Н. Мурзенко, С. И. Политов, А. А. Цесарский (1980).

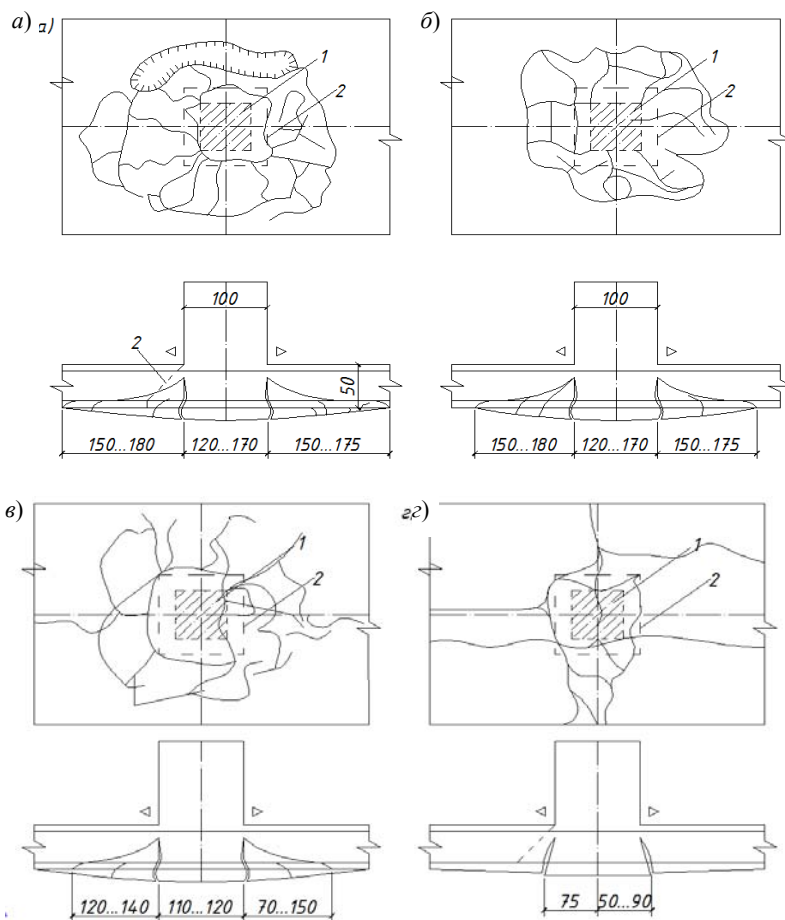


Рис. 3.72. Результаты испытаний (вид трещинообразования и разрушения снизу и в разрезе) при продавливании:

$a - z$ – различные типы; 1 – контур колонны;
2 – контур теоретической пирамиды продавливания

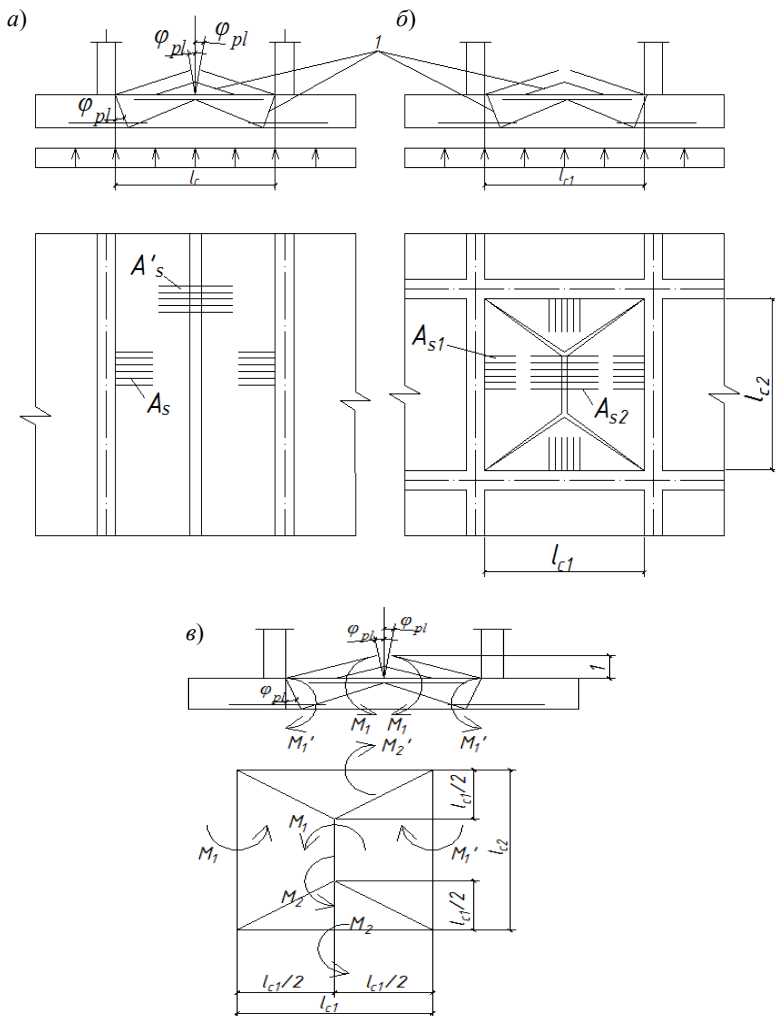


Рис. 3.73. Расчетные схемы плит

с использованием метода предельного равновесия:

- a* – балочных; *б, в* – опертых по контуру; *l* – пластические шарниры;
l_c – расчет балочной плиты; *l_{c1}, l_{c2}* – расчетные пролеты в двух направлениях
 плиты, опертой по контуру; *A_s, A'_s* – соответственно нижняя и верхняя
 рабочая арматура балочной плиты, опертой по контуру;
M₁, M₂, M'₁, M'₂ – соответственно пролетные и надопорные
 моменты в плите; φ_{pl} – угол взаимного поворота звеньев в шарнире

Силы распора H , действующие в плоскости плиты, возникают вследствие ограничения или недопущения горизонтальных перемещений опорных участков плит, криволинейности нейтральной оси, резко различающейся прочности и деформативности бетона на сжатие и растяжение (рис. 3.74).

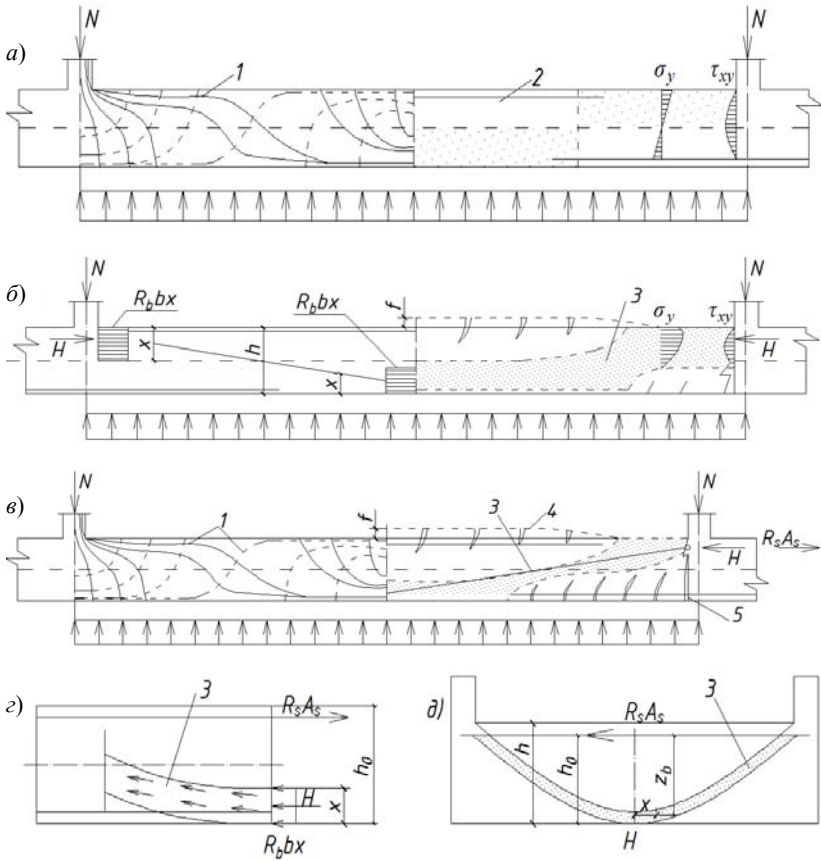


Рис. 3.74. Схема действия сил распора в балочной плите:

a, б – переход от стадии условно упругой работы к стадии раскрытия трещин; *в* – формирование внутренней сжатой конструкции; *г, д* – схемы усилий при действии распора; 1 – изостаты; 2 – растянутая зона при условно-упругой работе; 3 – внутренняя сжатая конструкция; 4, 5 – соответственно верхние и нижние трещины; H – силы распора; σ_y , τ_{xy} – соответственно нормальные и касательные напряжения в бетоне; x – высота сжатой зоны

Складчатые оболочки рассчитывают как многопролетные плиты, вырезая условную полосу шириной 1 м, пролетами l_1, l_2 (рис. 3.75).

Конструкция преднапряженных фундаментов показан на рис. 3.76.

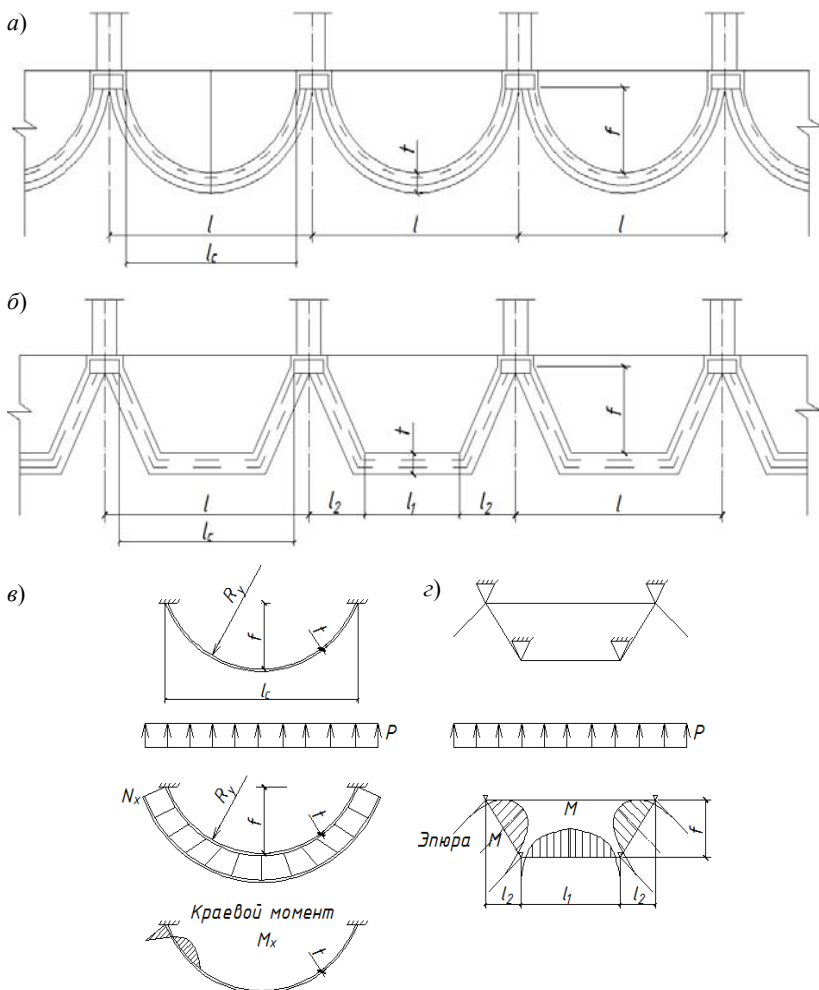


Рис. 3.75. Расчетные схемы многоволновых фундаментов-оболочек:
 а, в – цилиндрические; б, г – складчатые; f – стрела подъема; l_c – расчетный пролет; t – толщина оболочки; N_x, M, M_x – соответственно эпюры сжимающих усилий и моментов в оболочке; p – контактное давление грунта

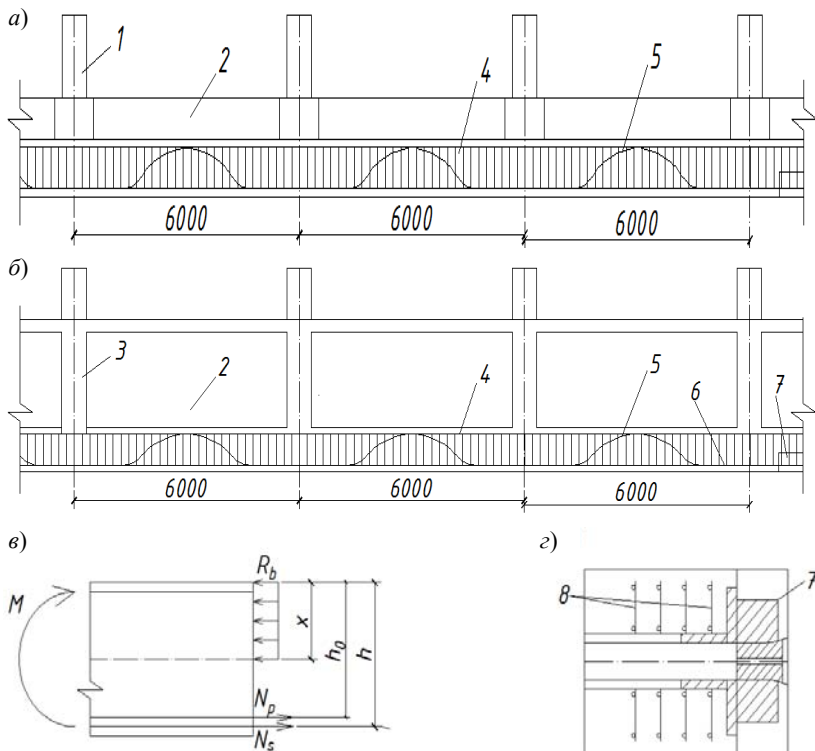


Рис. 3.76. Преднапряженные фундаменты:

a, б – продольные разрезы балочной и коробчатой плит; *в* – расчетная схема прочности нормального сечения; *г* – узел анкерки напрягаемой арматуры;

1 – колонны; *2* – ребра; *3* – стены подвала; *4* – плита;

5 – напрягаемая арматура; *6* – стальные стойки для монтажа гибких пустоотобразователей; *7* – анкер; *8* – арматурные сетки

Плитно-свайный фундамент (ПСФ) – это группа висячих свай с низким плитным ростверком, обеспечивающая передачу части нагрузки на грунт непосредственно через подошву ростверка. ПСФ стали популярны после успешного возведения на них несколько высотных зданий во Франкфурте (Германия).

По сравнению с обычными плитными фундаментами ПСФ имеет незначительную осадку и меньшую вероятность появления крена. Он экономичнее чисто свайного фундамента с передачей всей нагрузки на сваи. ПСФ имеет перспективы широкого применения при строительстве башенных зданий, больших резервуаров и других подобных объектов.

СП 50-102–2003 рекомендуют при проектировании ПСФ принимать длину свай не менее половины ширины плитного ростверка и передавать на них 85% нагрузки, а непосредственно на грунт через ростверк всего 15%. В ряде случаев данное ограничение технически и экономически неоправданно.

Ниже описан опыт применения ПСФ на коротких сваях с 44% долей в передаче нагрузки от массы сооружения, взведенного в Санкт-Петербурге. Это 16-этажный монолитно-кирпичный жилой дом высотой 54 м с подвалом и техническим этажом.

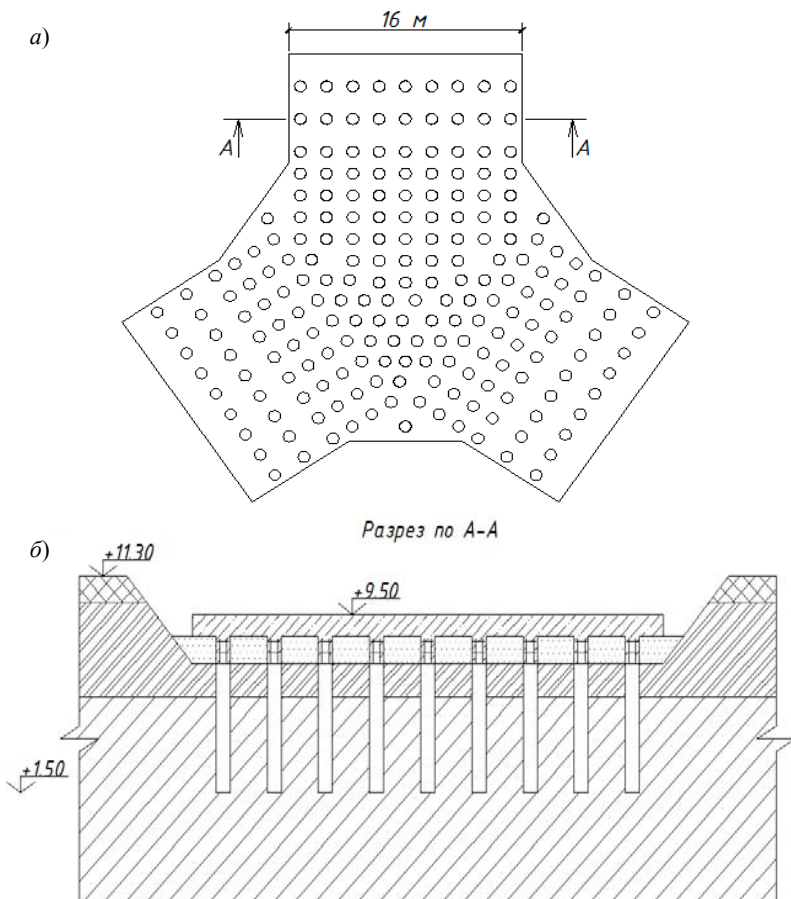


Рис. 3.77. План ребристого плитного ростверка и свайного поля (а); разрез А-А (б)

Проектирование фундаментов на слабых грунтах предусматривает расчет на прочность, устойчивость, деформаций грунтов и конструкций как многопараметрической задачи, которая удовлетворительно решается методом конечных элементов, реализуемых современными программными комплексами.

Принимаем во внимание известный факт, что большим осадкам сопутствует и большая их неравномерность, предельно допустимую осадку S_u определяют по формуле

$$S_u = 2Bi_u,$$

где i_u – предельный крен; B – размер плиты в плане.

Для определения осадки ПСФ авторы предлагают формулу

$$S_{nc} = (1 - \alpha)S_n + \alpha S_c,$$

которая предполагает линейное возрастание осадки ПСФ от минимальной S_c до максимальной величины S_n при уменьшении коэффициента α от 1,0 (чисто свайного фундамента) до 0 (чисто плитный фундамент).

Расчет грунтового основания и железобетонных конструкций ПСФ выполняли с использованием программного комплекса «PLAXIS 7.2». В программе была реализована упругопластическая модель грунта.

Надземная часть здания была возведена за 250 суток наблюдений, когда осадка нарастала со скоростью 12...15 мм/мес. После завершения строительства осадка продолжала увеличиваться при постоянной нагрузке с меньшей скоростью и практически затухла на 641 сутки, достигнув средней величины 131 мм. На 762 сутки наблюдений средняя осадка составила 132 мм.

Шпальные фундаменты. Согласно модели линейно-деформированного полупространства осадка фундамента пропорциональна его ширине (Д. Е. Польшин, Ю. А. Дыховичный, 1975):

$$s = pb(1 - \mu^2)/E,$$

где s – осадка; b – ширина фундамента.

Обширные эксперименты были проведены под руководством В. М. Голубкова (ОНСИ). Также в статье Ю. Ф. Тугаенко, С. Н. Кущика (ОФМГ, 1986 г. № 2) описаны результаты опытов по исследованию деформаций просадочных грунтов основания ненарушенной структуры (рис. 3.78). С целью ликвидации просадочных свойств лессовых грунтов проводилось не прерывное замачивание основания, начатое за 15 суток до загрузки фундамента. Степень влажности

грунта колебалось в пределах 0,75...0,78. Нагрузку передавали чугунными гири массой 2 т. Ступени нагрузки составляла 0,04...0,60 МПа. Условная стабилизация деформаций принята равной приращению осадки 0,1 мм в сутки. Контактные давления на подошве шпальных элементов размером 0,14×0,15 м измеряли электротензометрическими датчиками. Послойное перемещение грунта измеряли магнитными марками. Шпальные фундаменты объединялись в блоки по пять элементов (см. рис. 3.78).

Глубина сжимаемой толщи и осадка при прочих равных условиях больше у более широких фундаментов. У шпальных фундаментов разной ширины, объединенных в один блок, осадка равна. Следовательно, у узких осадка больше, а у широких меньше, чем при отдельной передаче равных давлений. Таким образом, узкие фундаменты «разгружают» широкие. По их подошве давление больше, чем по подошве широких фундаментов. Так, при равном измеренном давлении в опытах № 1 и 2 относительная деформация в основании узких фундаментов в 1,38 раза меньше, чем при широком, среднем и в основании фундаментов в условиях взаимного влияния. У круглых фундаментов относительная деформация в 1,5–2,4 раза больше, чем у ленточных. При равной осадке относительная деформация в основании узких элементов в 1,7–2,25 раза превышает ее значения для фундаментов, работающих в условиях взаимного влияния.

Выполненные исследования позволили разработать и применить на практике фундамент из сборных шпально-балочных элементов под опоры промышленного здания. Наличие моментных нагрузок обусловило разработку фундамента по схеме опыта № 1. При такой компоновке элементов пониженные давления от вертикальной нагрузки в крайних элементах увеличиваются при действии момента. Разработанный фундамент прошел успешные натурные испытания на строительной площадке на действие вертикальной и моментной нагрузок.

3.6. КОНИЧЕСКИЕ ФУНДАМЕНТЫ-ОБОЛОЧКИ

Конические фундаменты под колонны промышленных и гражданских зданий начали внедрять на Среднем Урале с 1970 г. В 1960 году Уралпромстройниипроект разработал альбом рабочих чертежей по фундаментам, оголовкам, состоящим из тонкостенного конического подколенника (табл. 3.5) и сборной круглой или прямоугольной плиты (рис. 3.79, табл. 3.3 и 3.4) [15].

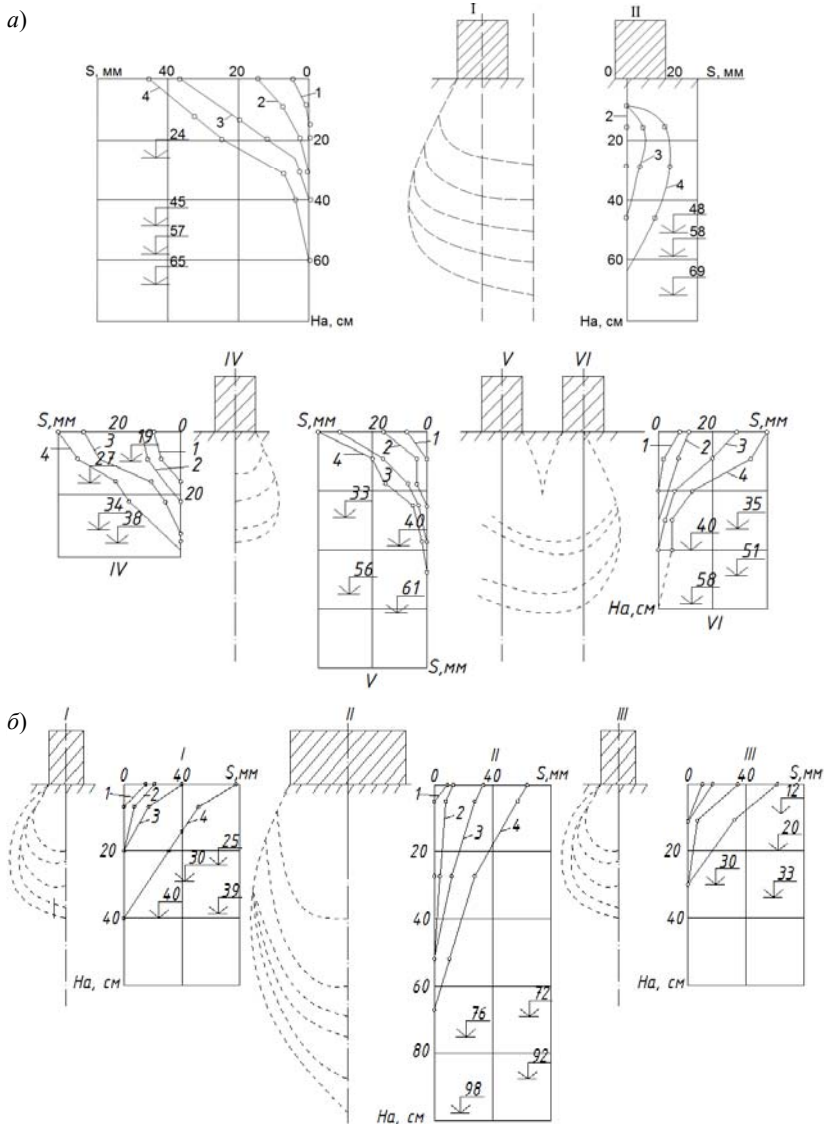


Рис. 3.78. Эпюры послонных перемещений по осям элементов фундамента:
 а – в опыте № 1 в сечениях I, IV, V, VI и под незагруженной площадью сечения II при средних расчетных давлениях, МПа: 1 – 0,156; 2 – 0,194; 3 – 0,251; 4 – 0,289; б – в опыте № 2 в сечениях I, II, III при среднем расчетном давлении, МПа: 1 – 0,151; 2 – 0,188; 3 – 0,244; 4 – 0,281

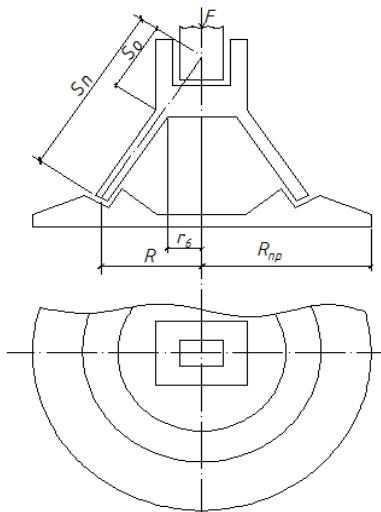


Рис. 3.79. Расчетная схема фундамента-оболочки

В последние годы этот прогрессивный тип фундаментов нашел широкое применение при строительстве промышленных зданий в ряде городов страны.

Автор участвовал во внедрении фундаментов-оболочек при строительстве Курского кожевенного завода.

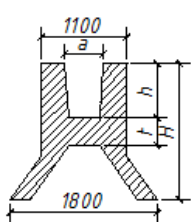
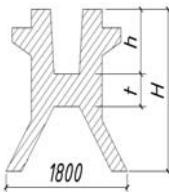
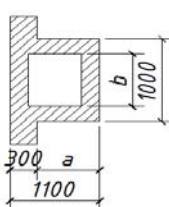
Таблица 3.3

Схема плиты	Марка плиты	Диаметр, м	Плотность бетона, МПа	Объем бетона, м ³	Масса стали, кг
	П 1-1	3,2	30	2,11	179
	П 1-2	3,2	25	2,11	162
	П 1-3	3,2	20	1,82	146
	П 2-1	3,0	25	1,86	182
	П 2-2	3,0	25	1,88	122
	П 2-3	3,0	20	1,88	114
	П 3-1	2,7	25	1,53	85
	П 3-2	2,7	20	1,53	74
	П 3-3	2,7	20	1,53	74
	П 4	2,1	20	1,30	62

Таблица 3.4

Схема плиты	Марка плиты	Размеры, м		Плотность бетона, МПа	Объем бетона, м ³	Масса стали, кг
		a	b			
	П 5-1	3,0	3,0	25	2,46	297
	П 5-2	3,0	3,0	25	2,46	194
	П 5-1	3,0	3,0	20	2,46	123
	П 5-1	2,4	3,6	30	4,06	107
	П 5-1	2,4	3,6	25	4,06	161
	П 5-1	2,4	3,6	20	4,06	124

Таблица 3.5

Схема плиты	Марка подколоники	Плотность бетона, МПа	Размеры, м		Объем бетона, м ³
			H	a/b/h/b	
	СК 1-1-1	20	1,44	0,55	1,6
	СК 1-2-1	25			
	1СК 1-2-1	20			
	1СК 1-2-2	25			
	СК 1-1-2	20			
	СК 1-2-2	25			
	1СК 1-1-2	20			
1СК 1-2-2	20				
	СК 2-1-1	20	1,84	0,55	2,2
	СК 2-2-1	25			
	1СК 2-1-1	20			
	1СК 2-2-1	25			
	1СК 2-2-1	25			
	СК 2-1-2	20		0,75	2,2
	СК 2-2-2	25			
	1СК 2-1-2	20		0,55	
	1СК 2-2-2	25			
	СК 2-1-3	20			
	СК 2-2-3	25			
	1СК 2-1-3	20			
	1СК 2-2-3	25			

Предельное состояние конических оболочек. Прочность конических фундаментов оценивают приближенно на основе метода предельного равновесия. Линии излома (пластические шарниры) определяют по результатам экспериментов. Трещины расчленяют конструкцию на жесткие диски, соединенные арматурой. При вращении дисков фундамент переходит в состояние предельного равновесия.

В расчете принимают следующие допущения: диски считают абсолютно жесткими, возможные перемещения дисков малы по сравнению с их размерами, что позволяет использовать при расчете на деформированную расчетную схему; упругие деформации принимают малыми по сравнению с пластическими; работой поперечных сил и крутящих моментов в местах излома пренебрегают. Из условия равенства виртуальных работ внешних и внутренних сил (см. рис. 3.79, 3.80) определяют предельную нагрузку, при которой фундамент еще не разрушается.

Предельную нагрузку можно получить статическим методом предельного равновесия, устанавливающим нижнюю границу несущей способности фундамента-оболочки, или кинематическим методом предельного равновесия, дающим верхнюю границу несущей способности.

Определение нижней границы несущей способности. Пусть на конический фундамент действует осевая вертикальная сила и распределенная по поверхности оболочек нагрузка, изменяющаяся по линейному закону.

Запишем уравнения равновесия конической оболочки, используя систему двух линейных дифференциальных уравнений 1-го порядка:

$$\frac{dN_s}{ds} + \frac{N_s}{S} - \frac{N_0}{S} = -q_u;$$

$$\frac{dM_s}{ds} + \frac{M_s}{S} - \frac{M_0}{S} + N_s \operatorname{tg} \varphi = \frac{F(s)}{s \cos^2 \varphi},$$

где $F(s) = \int_{s_0}^s (q \cos \varphi - q_u \sin \varphi) s \cos \varphi + c$; N_s ; N_0 ; M_s – погонные усилия и моменты; q , q_u – компоненты распределенной нагрузки; F – осевая сила; c – постоянная, зависящая от граничных условий.

Поперечная сила
$$Q_s = \frac{dM_s}{ds} + \frac{M_s}{s} - \frac{M_0}{s}.$$

Граничные условия для нижнего края конической оболочки принимают следующими:

– при шарнирной опоре $N_s \cos f - Q_s \sin f = 0$, $M_s = 0$;

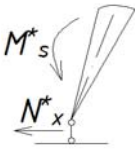
– при шарнирно-подвижной опоре $M_s = 0$, второе условие произвольное;


– при шарнирно-подвижной опоре $Q_s = 0$, $M_s = 0$;

– заземленная опора – оба условия произвольные.

Условия на контуре показаны в табл. 3.6

Таблица 3.6

Тип	Схема края оболочки и воздействия на него	Граничные условия
1	<p>Зачемление</p> 	$V = 0; V_s = V_s^*;$ $U_x = U_x^*; U_z = 0$
2	<p>Шарнир</p> 	$M_s = M_s^*; V = 0;$ $U_x = U_x^*; U_z = 0$
3	<p>Подвижный шарнир</p> 	$Q_s = Q_s^*; M_s = M_s^*;$ $U = 0; V = 0$
4		$M_s = M_s^*; N_x = N_x^*;$ $V = 0; U_z = 0$

Тип	Схема края оболочки и воздействия на него	Граничные условия
5	<p>Свободный край</p> 	$\bar{Q}_s = \bar{Q}_s^* ; N_s = N_s^* ;$ $\bar{S} = \bar{S}^* ; M_s = M_s^*$
6		$N_s \sin f - \bar{Q}_s \cos f = N_z^* ;$ $N_s \cos f - \bar{Q}_s \sin f = N_x^* ;$ $\bar{S} = \bar{S}^* ; M_s = M_s^*$

Q_s – поперечная сила, кН/м; N_s – нормальная сила, кН/м; S – сдвиговая сила, кН/м; M_s – меридиональный момент, кН·м/м; N_x – горизонтальная сила, кН/м; N_z – вертикальная сила, кН/м; w – смещение по нормали; u – смещение по меридиану; V – смещение по окружности; V_s – угол поворота меридиана; U_x – смещение по горизонтали; U_z – смещение по вертикали.

На верхний жесткий диск оболочки могут действовать нагрузки, представленные на рис. 3.80.

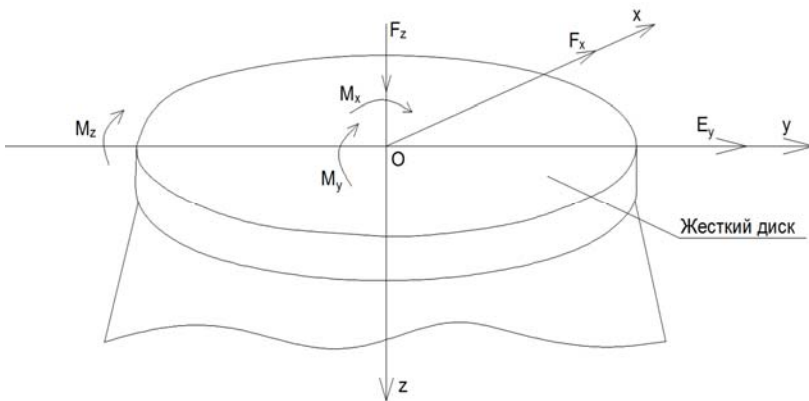


Рис. 3.80. Схема сил, действующих на оболочку

Фундамент оперт на грунт. Исходными данными для проектирования являются: нагрузки (F , M , Q); размеры оболочки (радиус основания R , радиус жесткой части r_b , высота H , толщина стенки оболочки при $S = S_b$ и $S = S_{II}$), характеристики бетона (R_b , E_b , V_b) и основания (коэффициент постели k_w).

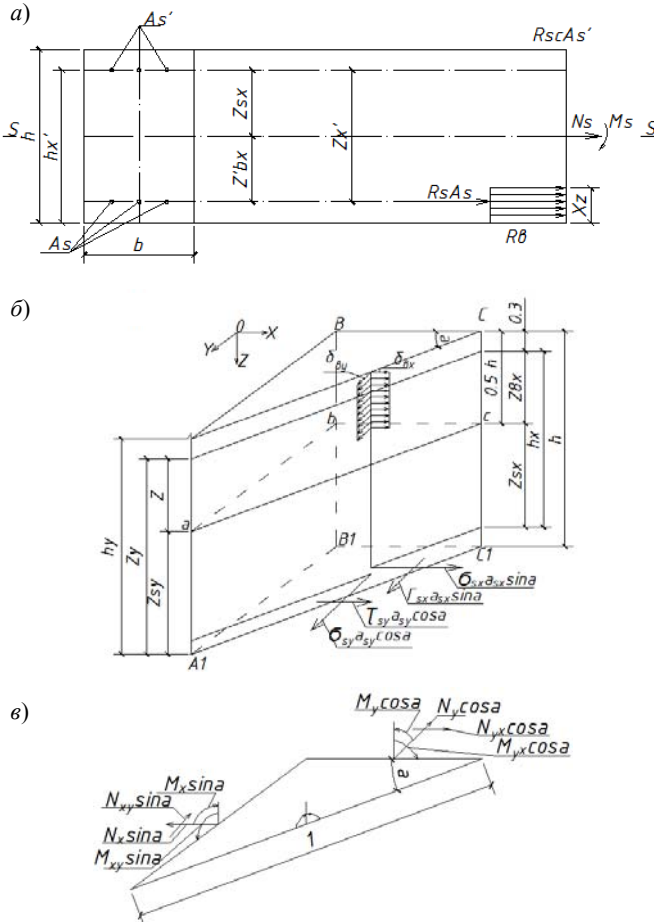


Рис. 3.81. Определение напряжений в арматуре и бетоне на площадке косої трещины:

a – схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента; b – схема моментов нормальных сил, приложенных к граням треугольной призмы ABC ;
 v – схема усилий, действующих на площадке косої трещины

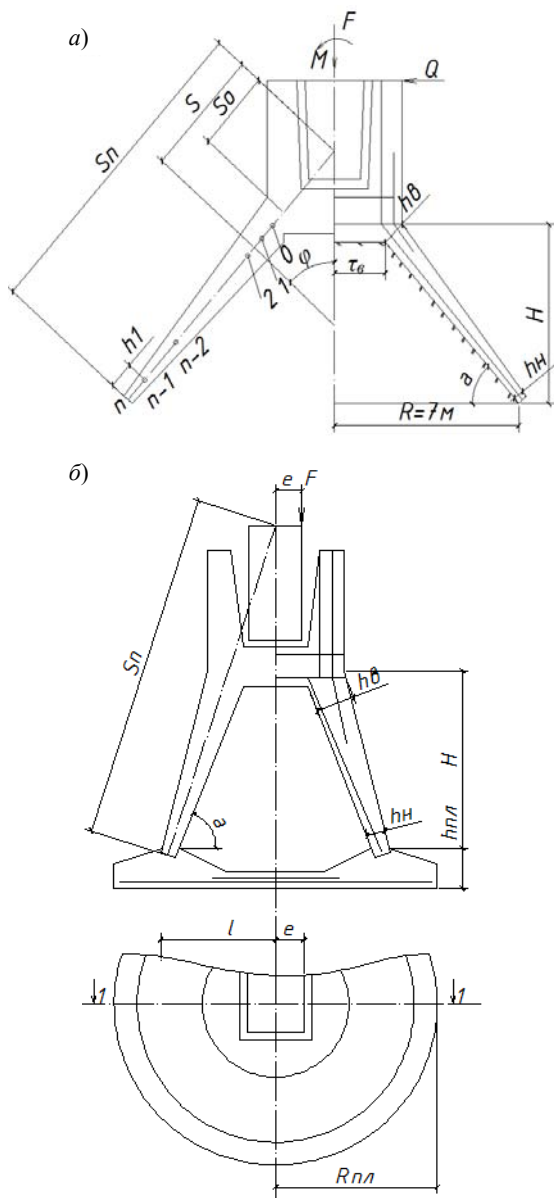


Рис. 3.82. Расчетная схема фундамента:
 а – оболочки при опирании на грунт; б – на плиту

Определяют меридиональные N_s , M_s и кольцевые N_0 , M_0 усилия и изгибающие моменты, нормальные перемещения и др. Схема фундамента-оболочки показана на рис. 3.81.

Запишем уравнения изгиба физически нелинейной конической оболочки, лежащей на упругом основании (рис. 3.82, а). Система разрешающих уравнений в усилиях и смещениях содержит шесть уравнений с переменными коэффициентами: три уравнения равновесия, два уравнения состояния и уравнение, связывающее прогиб с углом поворота:

$$\frac{dN_s}{ds} = -\frac{\cos f}{r} N_s + \frac{\cos f}{r} N_0 - q_s + k_u u;$$

$$\frac{dQ_s}{ds} = -\frac{\cos f}{r} Q_s - \frac{\sin f}{r} N_0 - q + k_w w;$$

$$\frac{dM_s}{ds} = -\frac{\cos f}{r} M_s + \frac{\cos f}{r} M_0 - Q_s;$$

$$\frac{du}{ds} = B_{s1} N_s + B_{02} N_0 + C_{s1} M_s + C_{02} M_0;$$

$$\frac{dw}{ds} = Y_s;$$

$$\frac{dv}{ds} = a_{n1} N_s - a_{n2} N_0 + a_{m1} M_s + a_{m2} M_0,$$

где $B_{s1} = B_{11}^* + \bar{C}_{11} a_{n2} + \bar{C}_{12} b_{n1}$; $B_{02} = B_{12}^* + \bar{C}_{11} a_{n2} + \bar{C}_{12} b_{n1}$; $C_{s1} = \bar{C}_{11} a_{m1} + \bar{C}_{12} b_{m2}$; $C_{02} = \bar{C}_{11} a_{m2} + \bar{C}_{12} b_{m2}$; C_{1k} , C_{jk}^* , B_{jk} , B_{jk}^* ($j, k = 1, 2$) – жесткостные коэффициенты, определяемые на основе зависимостей технической теории железобетона; N_0 , M_0 – кольцевые усилия и моменты; N_s , M_s – меридиональные усилия и моменты; a_{n1} , a_{n2} , a_{m1} , a_{m2} , b_{n1} , b_{n2} , b_{m1} , b_{m2} – уравнения переменных жесткостей, включающие переменные параметры упругости a_{jk} :

$$a_{11} = a_{22} = a_{23} \frac{2(1+V)/E_j + (1-2\nu V_0)/E_0}{(1+V)/2E_j + (1-2V_0)/E_0};$$

$$a_{21} = a_{13} = a_{33} \frac{2(1+V)/E_j + (1-2V_0)/E_0}{(1+V)/2E_j + (1-2V_0)/E_0};$$

$E_j + (1 - 2\nu V) E_j = \sigma_j / e_j$ – секущий модуль, определяемый по диаграмме $\sigma_j - e_j$; σ_j – интенсивность напряжений; e_j – интенсивность деформаций для материала оболочек при соответствующей нагрузке; V – переменный модуль поперечной деформации; E_0, V_0 – модуль упругости и коэффициент Пуассона на начальном участке кривой деформирования материала.

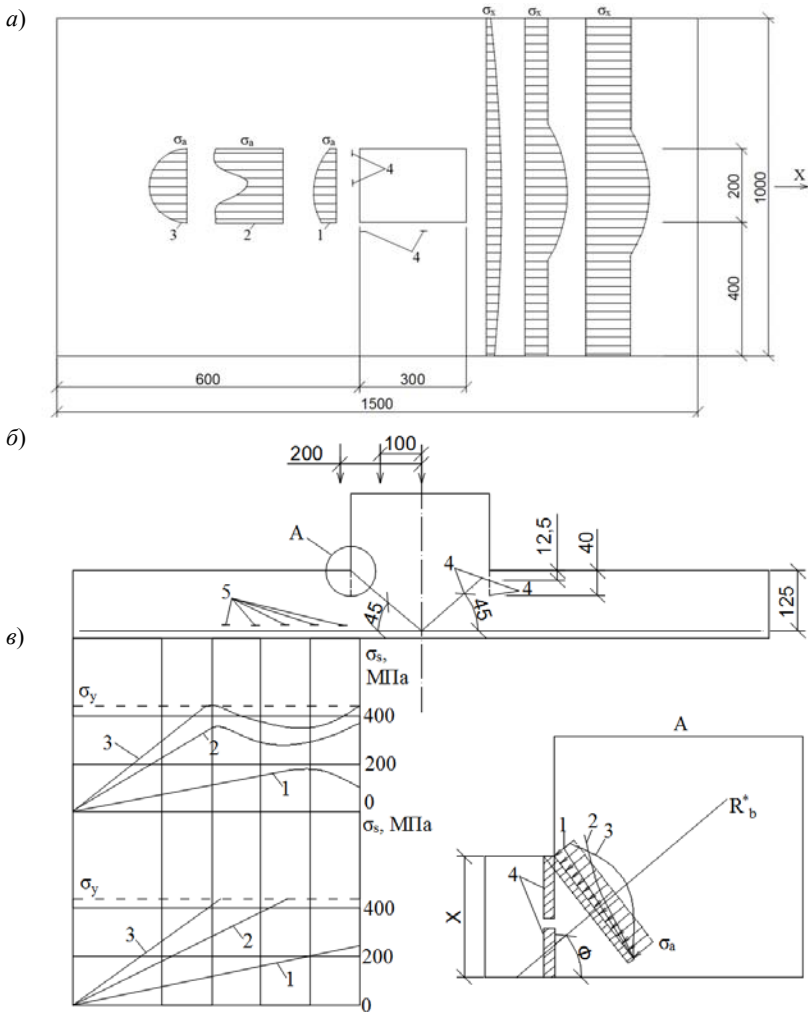
3.7. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СПОСОБОВ РАСЧЕТА ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Методика разработана под руководством А. Н. Тетиора (Б.Ж., 1989, № 3). Выделяют следующие схемы разрушения фундаментов по наклонному сечению (продавливание), по нормальному сечению и вследствие среза сжатой зоны бетона у колонн. За расчетный принимают первый случай. Разрушение считают результатом образования наклонной трещины и дробления бетона сжатой зоны под нормальной трещиной по грани колонны в наклонном направлении.

Эксперименты (рис. 3.83) (Б.Ж., 1969, № 3) показали, что процесс трещинообразования начинался с возникновения нормальных трещин в сечении по коротким граням колонны, а у внецентренно нагруженных – по грани колонны со стороны эксцентриситета внешней силы. Нормальные трещины появляются при $(0,2...0,4)\sigma_u$. В растянутой арматуре ($e = 0$) напряжения приближались к пределу текучести сначала в нормальных сечениях по коротким граням колонны. С ростом нагрузки отмечался быстрый рост напряжений в арматуре в наклонных сечениях. В случае больших эксцентриситетов напряжения достигали предела текучести только по наиболее нагруженной короткой грани.

Высота сжатой зоны бетона в нормальных сечениях по граням колонны превышала рассчитанную по СНиПу в 1,5–2 раза. Полагают, что это вызвано дополнительными сжимающими усилиями от сил трения по подошве фундамента и кольцевого распора вокруг колонны, образующегося из-за пространственного изгиба плиты фундамента. Главные сжимающие напряжения в бетоне в зоне хрупкого разрушения в 2–2,5 раза превышали прочность на сжатие. Эпюра главных сжимающих напряжений в бетоне сжатой зоны по наклонному сечению – в стадии разрушения близка к равномерной, и высота сжатой зоны в 1,5–2 раза больше расчетной. При росте эксцентриситета наблюдался переход от разрушения по наклонному сечению к изгибному разрушению.

Расчет заключается в определении прочности участка бетона над нормальной трещиной в сечении по короткой грани колонны в направлении трещины.



**Рис. 3.83. Эпюры напряжений в бетоне (а) и арматуре (б),
схема нагружения и расстановки приборов (в):**

1 – эпюры напряжений в арматуре при 30% разрушающей нагрузке;
 2 – то же, при 60%; 3 – то же, при 90%; 4 – датчики для измерений
 напряжений в бетоне; 5 – то же, в арматуре; σ_y – напряжения
 в сжатой зоне бетона нормального сечения по грани колонны;
 σ_a – напряжения в сжатой зоне бетона у грани колонны в направлении
 наклонной трещины; σ_s – напряжение в арматуре

Величину продавливающей силы определяют по формулам для квадратных и прямоугольных фундаментов при центральной нагрузке:

$$P = 7,3 \frac{bb_c R_s A_s}{n^2 - b_c^2};$$

$$P = 3,6 \frac{b_c a R_s A_s}{(b - b_c)a},$$

для прямоугольных в плане фундаментов при внецентренной нагрузке

$$P = \frac{10,9ab_c R_s A_s}{cF},$$

где

$$F = \left(1 + \frac{6ch_c}{a^2}\right)(b + 2b_c) + \left(1 + \frac{6c}{a}\right)(b + 2b_c).$$

Здесь c, h_c – размеры сечения колонны; a, b – длинная и короткая стороны фундамента; R_s – расчетное сопротивление арматуры; A_s – площадь поперечного сечения арматуры.

Способ расчета внецентренно нагруженных фундаментов.

Как известно [28], при расчете оснований должны удовлетворяться условиям: $p \leq R, p_{\max} \leq 1,2R, P_{\max}^c \leq 1,5R$. Можно записать два условия (рис. 3.84, а):

$$a_n = \frac{N_0}{RA} = \frac{1 + \rho_R}{2} \Psi_R;$$

$$a_m = \frac{M_0}{WA} = \frac{1 - \rho_R}{2} \Psi_R,$$

где a_n – относительная вертикальная сила, действующая в уровне подошвы фундамента (степень обжатия грунта основания вертикальной силой N_0 по площади, равной площади подошвы фундамента); a_m – относительный момент, действующий в уровне подошвы фундамента (степень обжатия грунта основания моментом сил M_0 по грани подошвы фундамента); $\Psi_R = P_{\max}/R$; $\rho_R = P_{\min}/P_{\max}$; $\pm a_m = \Psi_R - a_n$.

Значению $\Psi_R = 1,2$ соответствует область, ограниченная прямыми GF, FH (рис. 3.84, б). При $a_n = 1$ имеет место центральное загрузление (линия BD). Углы наклона прямых к оси a_n равны $\beta = 63^\circ 24''$.

Минимальная площадь подошвы внецентренно нагруженного фундамента будет в том случае, когда конец вектора, соответствующего равнодействующим внешних сил, будет находиться на границе области относительной прочности основания. Так, при ρ_R и $\Psi_R = 1,2$

$$A_{\min} = \frac{5N}{3(1+\rho_R) \left[R - \frac{5Fd}{3(1+\rho_R)} \right]}$$

$$a = k_p e \frac{1+\rho_R}{1-\rho_R},$$

где $k_p = A_a/W$ – коэффициент формы подошвы (табл. 3.7).

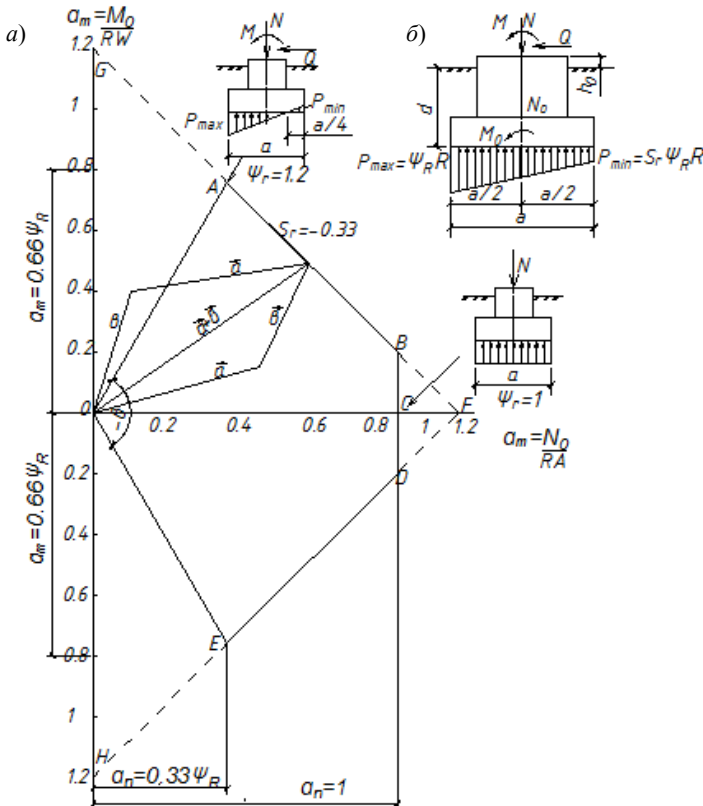
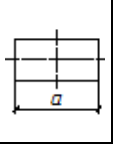
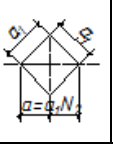
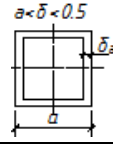
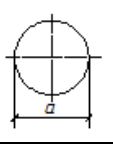
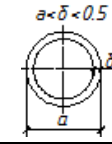


Рис. 3.84. Схема к расчету внецентренно нагруженных фундаментов:
 а – векторная диаграмма; б – действующие нагрузки

Таблица 3.7

Форма подошвы фундамента					
Коэффициент формы	6	12	$\frac{6}{1+(1-2b)^2}$	8	$\frac{8}{1+(1-2b)^2}$

При нагружении по схеме $\vec{a} + \vec{b}$ вектора находятся в пределах области относительной прочности, а по схеме $\vec{b} + \vec{a}$ – отрыв подошвы недопустим.

3.8. ПРОТИВООПЛЗНЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Оползни и оползневые процессы. Строительство в потенциально оползневых и оползневых районах требует особого внимания и специальных конструктивных решений. В практике встречаются три возможных варианта пересечения оползней: возле подошвы (языковой части) оползня; его средней и верхних частях.

Различают следующие типы оползней: скольжения, выдавливания, вязкопластического течения, глубинного вытекания и сложные.

Оползни скольжения подразделяют на подтипы: оползни среза, среза с поворотом, среза со скольжением, соскальзывания (по контакту с наклонным или горизонтальным основаниями); оползни выдавливания – на оползни сдвига и выпора, скола при просадке; оползни вязкопластического течения – на оползни вязкопластического смещения, оползни-потоки (глетчеровидной или грушевидной форм); динамического разжижения, выветривания и выщелачивания, оплывы, сплавы; оползни глубинного вытекания – на оползни гидродинамического выноса, сульфозонно-фильтрационные, проседания.

Нарушение устойчивости склонов происходит в виде локальных или глобальных разрушений.

По времени формирования различают современные и древние оползни. Активизация древних («ископаемых») оползней практически невозможна. Встречаются и «погребенные» оползни, покрытые более поздними отложениями.

По степени стабильности оползни подразделяют на действующие (активные), потенциальные (приостановившиеся) и стабилизировавшиеся.

В оползнях выделяют: тело оползня, поверхность скольжения, вершину, уступы, трещины, подошву, вал выпучивания.

Выбор расчетной схемы. В процессе разработки расчетной схемы целесообразно в каждом разрезе выделить инженерно-геологические элементы, которые являются определяющими для устойчивости склона. Далее используют те из них, которые в наибольшей степени отвечают зафиксированному или прогнозируемому механизму оползня при самом неблагоприятном сочетании силовых факторов и физико-механических свойств. Намечают зоны, в которых превалирующую роль могут играть реологические процессы. Определяют поверхности или зоны смещения поле скоростей деформации.

Расчетную схему выполняют в виде графической части и пояснительного текста. На чертеже кроме инженерно-геологических разрезов и схем элементов показывают прогнозируемые максимальные уровни подземных вод и их напоры, фактические и наиболее вероятные поверхности смещения, по которым предполагается проведение расчетов, положение поверхностной смещения в зонах отрыва и выпора.

Пояснительная записка содержит обоснование для назначения расчетной схемы, рекомендуемый метод расчета, расчетные значения физико-механических свойств грунтов.

Расчет оползневое давления. В статических методах расчета оползневое давление определяют как алгебраическую или геометрическую сумму сил, действующих на вертикальные блоки, с учетом коэффициента устойчивости.

Расчетное оползневое давление на каждый блок ($E_{jоп}$) определяют по формуле

$$E_{jоп} = K \sum T_j - \sum A_j,$$

где K – требуемый коэффициент устойчивости; $\sum T_j$ – сдвигающие силы в j -м блоке; $\sum A_j$ – удерживающие силы в j -м блоке.

В любом вертикальном сечении оползневое давление определяют как «накопленную величину», считая, что на каждый последующий блок (считая сверху вниз) действует сумма активных сдвигающих сил от предыдущих блоков (рис. 3.85).

Тогда

$$E_{расч.оп(j+1)} = \sum_0^{j+1} E_j + E_{jоп}$$

или
$$E_{расч.оп(j+1)} = \sum_0^{j+1} E_{jоп} + (K_{тр} T_j - A_j),$$

где $K_{тр}$ – коэффициент трения; $\sum_0^{j+1} E_j$ – накопленная величина оползневое давления ($j + 1$) блоков; $E_{jоп}$ – давление j -го блока.

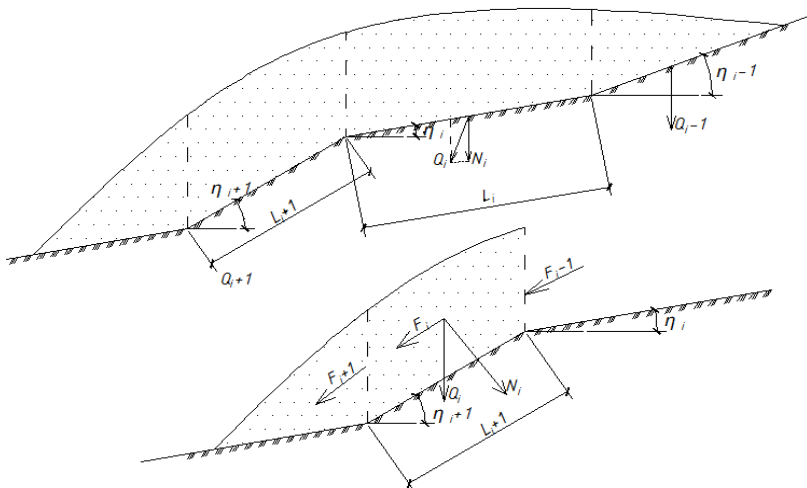


Рис. 3.85. Схема к определению оползневой нагрузки

При наличии фильтрационного давления расчетную оползневую нагрузку определяют следующим способом:

$$E_{oni} = K_{тр} \sum P_{am} \alpha_i - \left[\sum P_{ib} \cos \alpha_i \operatorname{tg} f - c_w l_i \right],$$

где P_{ib} – вес грунтовой толщи между кривой депрессии и поверхностью скольжения.

Ползучесть откосов. При расчете по второй группе предельных состояний определяется отсутствие ползучести или ограничение деформаций ползучести допустимыми пределами.

Отсутствие ползучести определяется условием

$$K_{cz} = \tau_{lim} / \tau \geq 1,$$

где τ_{lim} – порог ползучести грунта; τ – расчетные касательные напряжения;

$$\tau_{lim} = p \operatorname{tg} f + C_c,$$

где C_c – жесткое сцепление, часть общего сцепления, обусловлено необратимыми структурами связями (Н. Н. Маслов).

Противооползневые удерживающие конструкции. К ним относят: массивные подпорные стены (монолитные железобетонные, бетонные, каменные, сборные из отдельных железобетонных блоков); гибкие подпорные стены (ряжевые из сборок бетонных или железобетонных элементов, из металлических элементов); комбинированные подпорные стены (монолитные железобетонные на свайном ростверке уголкового типа и по типу «стена в грунте с анкерами»); облицовочные подпорные стены (монолитные из бетонных смесей; из материалов пневмонабрызга); сборные из решетчатых блоков или отдельных сборных элементов; анкерные (в виде отдельных железобетонных плит с многопрядевой арматурой или стержневой, временные или постоянные); анкерные крепления комбинированного типа (монолитные или сборные балки с анкерами; заанкеренные или монолитные подпорные стены, заанкеренные из буронабивных свай; армогрунтовые сооружения с металлической арматурой, арматурой из бетонных элементов; откосы, армированные синтетическими сплошными или сетчатыми материалами (Л. К. Гинзбург, 1978; В. Б. Швец, Л. К. Гинзбург, 2001).

Свайные противооползневые конструкции. Проектирование включает: оценку эффективности и целесообразности применения свайной конструкции (рис. 3.86); выбор места расположения, расчет свайной конструкции, конструирование, рекомендации и требования к технологии. Расчет выполняют по прочности и деформативности грунта откоса, по несущей способности свайных фундаментов и устойчивости всей противооползневой конструкции.

Несущая способность единичного свайного элемента (по материалу) вычисляют с учетом момента внутренних сил расчетного сечения сваи

$$M_{\text{вн}}^i \leq K \left[\frac{2}{3} R_b r^3 \sin^3 a_k + A_s (R_s + R_{sc}) r_s \frac{\sin a_k}{\pi} \right] \leq \\ \leq \frac{K}{\pi} \left[\frac{2}{3} R_b A_r r \sin^2 a_k + A_s (R_s + R_{sc}) r_s \right] \sin a_k,$$

где k – коэффициент, равный 0,95; a_k – угол, равный половине центрального угла при вершине кругового сектора, ограничивающего сжатую зону бетона (определяется по графику); r – радиус сваи; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию; A_s – площадь поперечного сечения арматуры; R_s, R_{sc} – расчетное сопротивление стали растяжению и сжатию; $A_s = \pi r^2$ – площадь сечения элемента.

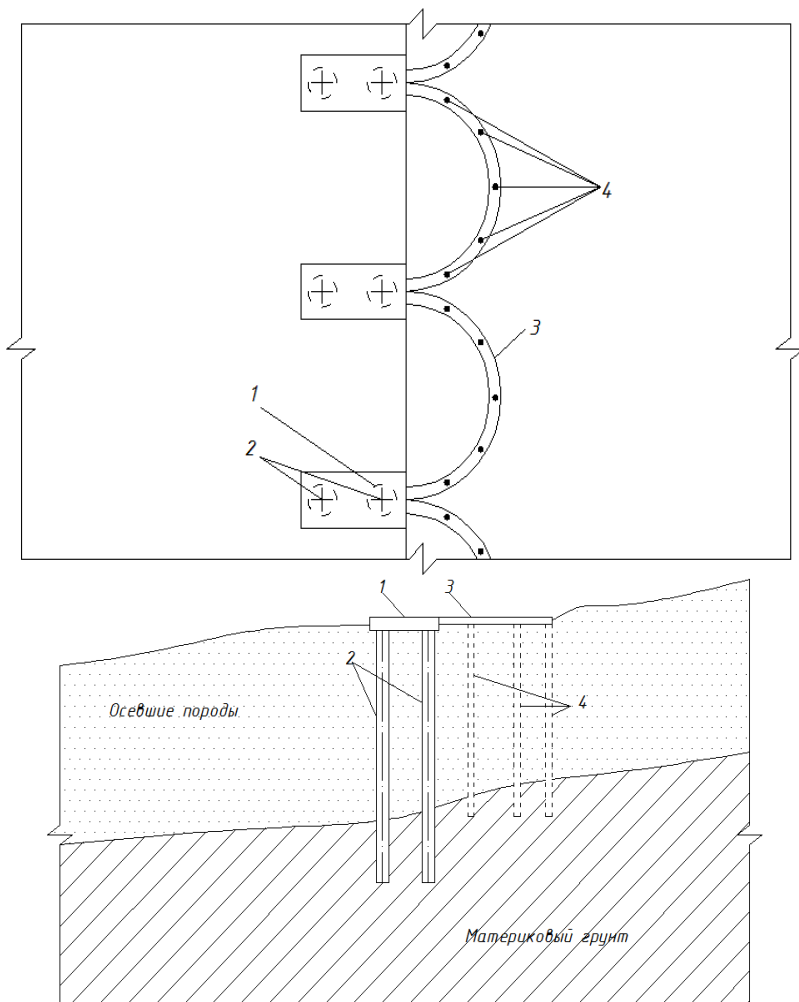


Рис. 3.86. Удерживающие противооползневые сооружения из буронабивных свай с арочным заполнением между ними:

1 – объединяющий ростверк; 2 – буронабивные сваи;
3 – железобетонный ростверк; 4 – грунтобетонные сваи

Конструкции для укрепления поверхностей откосов. В практике кроме биологических и лесоагромелиоративных укреплений применяют следующие конструкции: решетчатые из сборных элементов, монолитных полос, набрызг материалов, синтетических сплошных или

сетчатых материалов, защитные слои из непучинистых и непросадочных грунтов, наличие наброска, каменная кладка, мощение камнем, габионные конструкции, асфальтобетонные плиты и гибкие покрытия, монолитные покрытия из бетонных смесей, асфальтобетона, грунтов с вяжущими, композиции из бетонных, железобетонных элементов.

Расчет конструкций из армогрунта по методу Кулона (рис. 3.87).

Силы, действующие на клин ABC , равны

$$Q = 0,5 \gamma_R H^2 \operatorname{ctg} \theta;$$

$$T = 0,5 \gamma_R H^2 \operatorname{ctg} \theta \operatorname{tg}(0 - \varphi) = 0,5 \gamma_R H^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right),$$

где T – сила натяжения в полосах (лентах) в точках, лежащих в плоскости AC ; γ_R – удельный вес армированного грунта; φ – угол внутреннего трения; $\theta = 45^\circ + 0,5\varphi$.

Любой слой полос, считая сверху, испытывает растяжение

$$T_i = \frac{2i}{n(n+1)} = \frac{i}{n(n+1)} K_a \gamma_R H^2 \approx i K_a \gamma_R (\Delta H)^2,$$

где n – общее число слоев с армирующими полосами; ΔH – расстояние между слоями.

Каждая растягивающая сила в арматуре меньше сопротивления слоя полос (прочность элементов арматуры на растяжения), т.е.

$$T_i < (R_T) i.$$

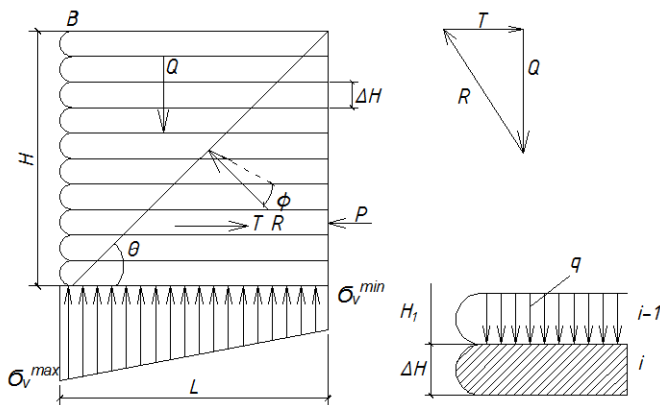


Рис. 3.87. Равновесие грунтового клина, ограниченного потенциальными плоскостями обрушения

В методе Ренкина рассматривают i -й слой грунта, заключенный между $(i - 1)$ -м и i -м слоями армирования в предположении, что главные направления тензора напряжений вертикальные. Напряжения в i -м слое полос уравниваются давлением, развивающимся в нижележащей прослойке грунта.

Усилия растяжения в i -м слое армирования

$$T_i = K_a(q + \gamma_R \Delta H) + \frac{1}{2} K_a (\Delta H)^2 \gamma_R.$$

Конструкции для регулирования поверхностного и подземного стока. К таким конструкциям относят: водоотводные сооружения (канавы водоотводные, нагорные, осушительные; лотки водоотводные), лотки водосбросные, галереи и штольни, дренажные конструкции, траншейный закрытый дренаж, вертикальный дренаж гравитационного типа, дренажные колодцы, горизонтальный (лучевой) дренаж, поверхностный откосный дренаж, комбинированные дренажи (дренажные галереи с вертикальным дренажом; дренажные своды с галереями; дренажные ребра с горизонтальным дренажом и т.п.).

Комбинированные фундаменты. Такие фундаменты могут быть эффективны при проектировании зданий и сооружений рамной конструкции [42] (рис. 3.88).

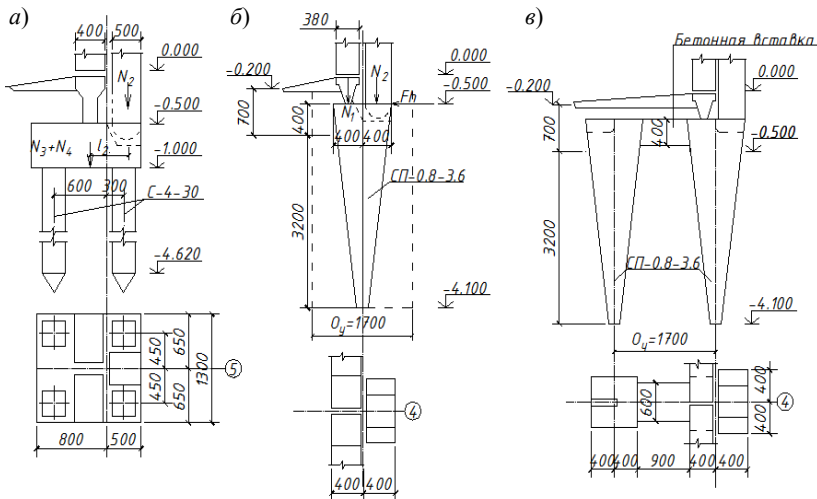
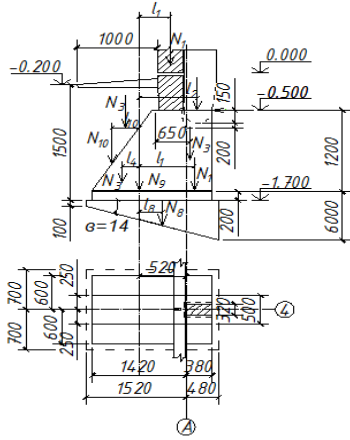


Рис. 3.88. Примеры конструирования фундаментов для зданий с распором:

a – из двух призматических свай; *б, в* – из одной и двух пирамидальных свай

2)



д)

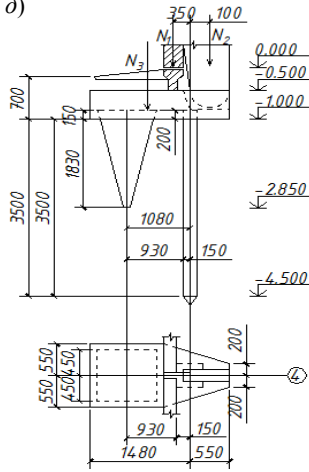


Рис. 3.88. Окончание:

г – из фундаментов мелкого заложения с наклонной подошвой;
 д – из пирамидальной и призматической свай

Глава 4

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТА И ЗДАНИЯ

4.1. ВЛИЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ДРУГ НА ДРУГА

Вокруг каждого фундамента и здания или сооружения возникает поле напряжений, вызывающее перемещения грунта. По результатам замеров в Санкт-Петербурге осадочная воронка у тяжелых зданий достигает в радиусе 100 м и более. Из практики строительства элеваторов известны случаи наклона зданий друг к другу. Иногда они соприкасались в верхней части и растрескивались.

Особого внимания требуют вопросы учета влияния тяжелых сооружений на рядом строящиеся более легкие, например магазины у многоэтажных жилых зданий. Рекомендуется обратиться к [23, 24, 44, 57, 59, 64, 80 – 82, 88, 89].

Учет влияния нового ленточного фундамента на существующий ленточный фундамент. Расчет ведут по методике, изложенной в [80 – 82, 94, 95]. Пусть вблизи существующего ленточного фундамента 1 возводится новый фундамент 2. Существующий фундамент шириной a_1 нагружен суммарной вертикальной силой N_1 и суммарным внешним моментом M_1 (рис. 4.1). Основание принято однородным. Грунт под существующим фундаментом уплотнен и имеет интегральный параметр C_1 и S . Новый фундамент имеет параметры a_2 , N_2 , M_2 . Основание однородное неуплотненное.

Расчет переменных коэффициентов жесткости основания, основания существующего фундамента (с индексом «с») с учетом вновь возводимого (с индексом «н») ведут в следующем порядке:

- составляется расчетная схема;
- определяются интегральные характеристики основания существующего фундамента без учета и с учетом упрочнения основания;
- определяются сдвиговые силы взаимодействия на границе нагруженного участка, переменные коэффициенты жесткости основания, средняя осадка с учетом упрочнения основания;
- определяются интегральные параметры основания нового фундамента, сдвиговые силы на границах фундамента, средний коэффициент жесткости основания и средняя осадка фундамента, а также осадки поверхности;

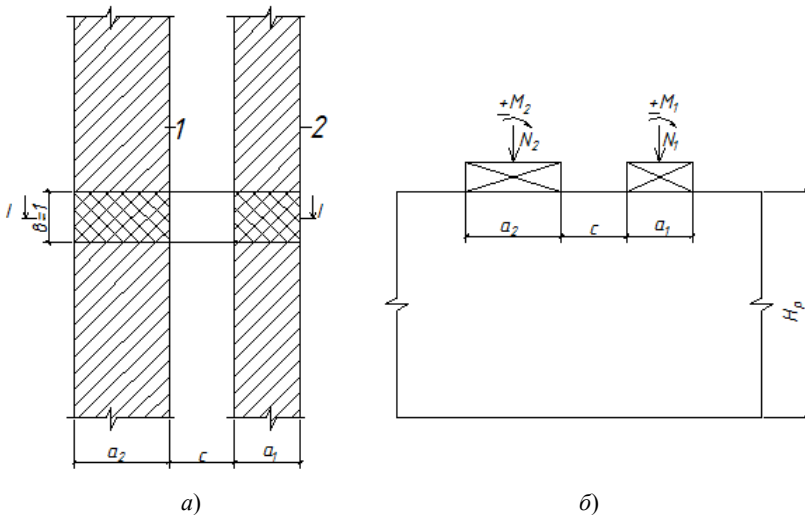


Рис. 4.1. Схема расположения существующего и нового ленточного фундаментов (а), сечение по 1–1 (б):

1 – новый фундамент; *2* – существующий фундамент со своими интегральными параметрами C_1 и S

– определяются переменные коэффициенты жесткости основания существующего фундамента с учетом влияния вновь возводимого, используя переменные коэффициенты жесткости существующего фундамента.

Каждый из рассматриваемых фундаментов рассчитывают как одиночный. Основание расчленяют на прямоугольные участки единичной ширины. Между участками основания вводят неизвестные сдвиговые силы взаимодействия X_c для расчета существующего фундамента и X_n – нового влияющего.

Расчет осадки одиночного существующего ленточного фундамента выполняют по СНиП 2.02.01–83* прил. 2.

Определяют дополнительное давление на глубине Z

$$\sigma_{zp} = \alpha(p - \sigma_{zg0});$$

$$\sigma_{zg0} = \gamma d;$$

нижняя граница сжимаемой толщи, расположенная на глубине z , для которой

$$\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg};$$

$$H_p(C_1)c = H_{pc} + \sum_{i \text{ подст}} h_{i \text{ подст}} \lambda_{i \text{ подст}};$$

$$E_{0i \text{ подст}} < 10 \text{ МПа},$$

где

$$\lambda_{i \text{ подст}} = 1 - E_{0i \text{ подст}}^2 10^{-6};$$

$$H_p(S)c = H_{pc} - \sum_{i=1}^i h_i \lambda_i;$$

$$E_{0i} < 10 \text{ МПа},$$

где $\lambda_i = 1 - E_{0i}^2 10^{-6}$; i – количество слоев, вошедшее в $H_p(C_1)c$.

Параметр C_{c1} сопротивления основания сжатию без учета эффекта уплотнения равен

$$C_{c1} = E_{\text{прс}} / \left[(1 - V_{\text{прс}}^2) H_p(C_1)c \right];$$

$$E_{\text{прс}} = K_i / \sum_{i=1}^i \frac{K_i - K_{i-1}}{E_{0i}};$$

$$V_{\text{прс}} = \sum_{i=1}^i [v_i h_i] / \sum_{i=1}^i h_i,$$

где i – количество слоев грунта, вошедшее в $H_p(C_1)c$; h_i – толщина i -го слоя грунта; v_i – коэффициент Пуассона j -го слоя грунта; E_{0i} – модуль деформации j -го слоя грунта; K_i – коэффициенты, определяемые по СНиП 2.02.01–83*.

Параметр распределительной способности основания вычисляют по формуле

$$S_c = 0,177 H_p(S) - 0,0111.$$

Интегральный параметр сопротивления основания сжатию с учетом эффекта уплотнения

$$C_{1\text{упр}} = E_{\text{упр}} / \left[(1 - V_{\text{прс}}^2) H_p(C_1)c \right];$$

$$E_{\text{упр}} = \rho_1 \rho_2 \rho_3 m_g E_{\text{прс}},$$

где ρ_1 – коэффициент повышения модуля деформации основания, учитывающий уплотнение грунтового ядра; ρ_2 – коэффициент повышения модуля деформации, учитывающий длительное воздействие нагрузки на основание; ρ_3 – коэффициент повышения модуля деформации, учитывающий восстановление сдвиговых связей в пластических зонах; m_g – коэффициент, учитывающий перераспределение пластических деформаций при работе фундамента на искривленном основании.

Интегральный параметр сопротивления основания сжатию можно записать в виде $C_{1\text{упр}} = \rho_1 \rho_2 \rho_3 m_g C_1$.

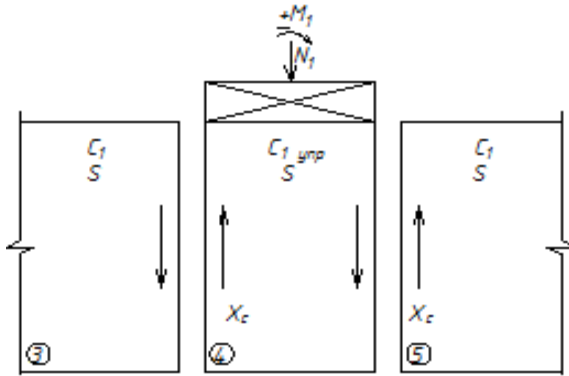


Рис. 4.2. Расчетная схема для существующего ленточного фундамента

Участок 4, нагруженный фундаментом, рассматривают как отдельно стоящий (рис. 4.2). При этом параметры основания принимают для уплотненного основания. Сдвиговые силы взаимодействия в местах расчленения основания определяют из уравнений

$$\begin{cases} [\delta_{1,1}(3) + \delta_{1,1}(4)]X_{c1} + \delta_{1,2}(4)X_{c2} + \Delta_{1p} = 0; \\ [\delta_{2,2}(4) + \delta_{2,2}(5)]X_{c2} + \delta_{2,1}(4)X_{c1} + \Delta_{2p} = 0; \end{cases}$$

$$\delta_{1,1}(3) = \delta_{2,2}(5) = (SC_{1c})^{-1};$$

$$\delta_{1,1}(4) = \delta_{2,2}(4) = (SC_{1упр})^{-1} + [0,5a - S(1 - e^{-a_1/S}) / (1 + e^{-a_1/S})] / [a_1^2 C_{1упр} / 6];$$

$$\delta_{1,2}(4) = \delta_{2,1}(4) = -(SC_{1упр})^{-1} + [0,5a - S(1 - e^{-a_1/S}) / (1 + e^{-a_1/S})] / [a_1^2 C_{1упр} / 6];$$

$$\Delta_{1p} = -N_1 / (SC_{1упр} a_1) \pm M_1 / (a_1^2 C_{1упр} / 6);$$

$$\Delta_{2p} = -N_1 / (SC_{1упр} a_1) \pm M_1 / (a_1^2 C_{1упр} / 6).$$

Средний коэффициент жесткости нагруженного участка основания определяют из выражения

$$K_{вс} = C_{1упр} [N_1 / (N_1 - X_{c1} - X_{c2})].$$

Средняя осадка существующего фундамента с использованием среднего коэффициента жесткости будет равна

$$S_{срс} = N_c / [F_c K_{вс.срс}] = N_1 / [a_1 K_{вс.срс}].$$

Переменные коэффициенты жесткости нагруженного участка основания вычисляют по формуле

$$K_{B_c}(x) = C_{1\text{упр}} + \frac{X_{c1} [e^{-\alpha x} + e^{-\alpha(2a_1-x)}] - [e^{-\alpha a_1} (e^{\alpha x} + e^{-\alpha x})] X_{c2}}{S(1 - e^{-2\alpha a_1})},$$

где $\alpha = S^{-1}$; a_1 – длина нагруженного участка основания.

Участок разделяют на n частей длиной a_1/n . Каждому участку разбития приписывают постоянный коэффициент, равный среднему арифметическому значению, найденных на краях участка:

$$K_{b_i} = 0,5 \left\{ K_b \left[\frac{a_1}{n} (i+1) \right] + K_b \left[\frac{a_1}{n} i \right] \right\}.$$

Средняя осадка фундамента с использованием переменных коэффициентов жесткости

$$s_{ср_c} = N_1 / \sum_i (K_{b_i} \frac{a_1}{n}) = N_1 / \left(\frac{a_1}{n} \sum_i K_{b_i} \right).$$

Расчет осадки нового ленточного фундамента и его влияния на существующий. Осадку фундамента нового здания вычисляют так же, как и существующего, но без учета упрочнения основания. При этом применяют скорректированный модуль деформации основания

$$E_k = \rho_4 m_g E_{пр_n},$$

где ρ_4 – коэффициент повышения модуля, учитывающий относительное уменьшение зон пластических деформаций с возрастанием площади фундамента;

$$\rho_4 = 1 + b_n / (10\pi), \text{ если } b_n \leq 10 \text{ м;}$$

$$\rho_4 = 1 + 1/\pi^{-1}, \text{ если } b_n > 10 \text{ м.}$$

По величине модуля E_n определяют интегральный параметр $C_{1н}$ и среднюю осадку $S_{ср_n}$. Осадка окружающей поверхности под существующим фундаментом определяется из уравнения

$$s_B(x) = s_{ср_n} e^{-(c+x)/s_n},$$

где x – расстояние от ближайшей к новому фундаменту кромки существующего фундамента до рассматриваемой точки.

Осадки определяют в тех же точках a_1/n , что и переменные коэффициенты жесткости существующего фундамента.

Определение коэффициентов жесткости существующего фундамента с учетом влияния вновь возводимого. Коэффициент жест-

кости существующего фундамента с учетом влияния определяют по формуле

$$K_B(x) = K_{B_c} / \left\{ 1 + C_{1_n} s_B(x) \left[C_{1_{\text{упр}}} S_{\text{ср}_c} \right] \right\},$$

где K_{B_c} коэффициент жесткости существующего фундамента; $S_{\text{ср}_c}$ – средняя осадка фундамента; $K_B(x)$ – осадки влияний под фундаментом.

Если существующий фундамент давно возведен и осадки под ним стабилизировались, то $K_{B_c} = K_{B_{\text{ср}_c}}$, в противном случае

$$K_{B_c} = K_{B_c}(x).$$

Расчет осадок и крена существующего фундамента с учетом вновь возводимого сооружения. Величины суммарного реактивного отпора каждого участка основания под фундаментом (при $S_{\phi} = 1$) равно

$$R_i = 0,5(K_{b_i} + K_{B_{i-1}})a_1 / n,$$

где R_i – приложено в геометрическом центре i -го участка.

Координаты центра жесткости основания фундамента определяют по формуле

$$a_{\text{кx}} = \sum_{i=1}^n R_i x_{\text{ц.т.}i} / \sum_{i=1}^n R_i.$$

Начало координат принято у левого края фундамента.

Эксцентриситет равнодействующих внешних вертикальных нагрузок относительно центра жесткости основания рассматриваемого фундамента

$$e_x^0 = a_{N_{1x}} - a_{\text{кx}},$$

где $a_{N_{1x}}$ – координата приложения равнодействующей внешних вертикальных нагрузок. Момент эксцентриситета равнодействующей внешних вертикальных нагрузок относительно центра жесткости основания

$$M_{N_1} = N_1 e_x^0.$$

Суммарный момент внешних сил относительно центра жесткости неоднородного основания

$$M_x = M_{N_1} e_x^0 \pm M_1.$$

Реактивный момент основания при единичном вертикальном перемещении крайней кромки фундамента вследствие его поворота относительно центра жесткости основания определяют из выражения

$$M_x(\Delta\varphi_k = 1) = \sum R_i \frac{(x_{ц.т.i} - a_{k_x})^2}{0,5a_1 + e_x^0}.$$

Средняя осадка фундамента с учетом влияния и крен фундамента относительного центра тяжести жесткости основания будут равны:

$$S_{в.ср} = N_1 / \sum_{i=1}^n R_i;$$

$$\text{tg } \varphi_x = M_x / (0,5a_1 + e_x^0) M_x(\Delta\varphi_k = 1).$$

Крен фундамента без учета влияния соседнего сооружения, так же как и с учетом влияния, определяют с использованием коэффициента жесткости одиночного существующего фундамента

$$\text{tg } \varphi_x = 12M_x / (K_{в.ср} a_1^3 b_1),$$

$$\text{tg } \varphi_y = 12M_y / (K_{в.ср} a_1 b_1^3).$$

Затем определяют дополнительный крен фундамента, вызванный влиянием соседнего сооружения, как разность кренов без учета влияния соседнего фундамента и с учетом этого влияния. Дополнительную осадку вычисляют как разность осадки с учетом и без учета влияния нового сооружения.

Если у торца существуют ленты, возводится ленточный фундамент, то расчет зоны влияния производят по плоской полосе (рис. 4.3).

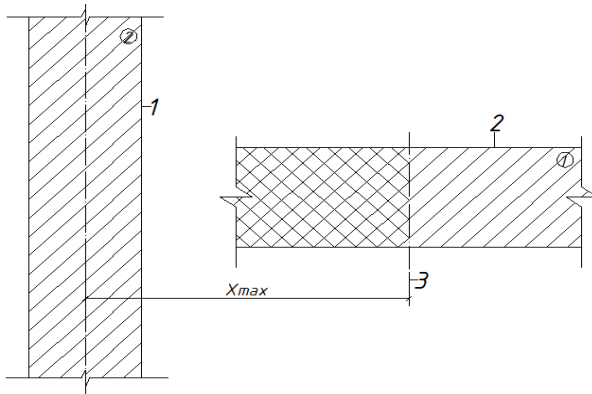


Рис. 4.3. Новый ленточный фундамент примыкает к торцу существующего ленточного фундамента (случай 1):

- 1 – новый ленточный фундамент; 2 – существующий ленточный фундамент;
3 – расчетная граница влияния нового фундамента 1 на существующий 2

Если новый ленточный фундамент подходит к ленте торцом, то зону влияния рассчитывают так же, как и в случае влияния прямоугольного фундамента на ленту.

Определение расчетного давления на упрочненное основание при взаимном влиянии существующего и новых фундаментов зданий и сооружений. Расчет существующего фундамента выполняют с учетом упрочненной зоны основания методом интегральных элементов основания. Величина расчетного давления на основание

$$R_{\text{упр}} = \min \left\{ \frac{X_{\text{лев}}}{X_{\text{упр.лев}}}, \frac{X_{\text{прав}}}{X_{\text{упр.прав}}} \right\} R_0.$$

В тех случаях, когда выполняют реконструкцию здания или сооружения и нагрузки на фундаменты возрастают, а влияние новых соседних зданий или сооружений отсутствует, производят проверку по среднему давлению p над подошвой фундамента, равному $\Sigma N/Af$. Если в результате проверки p меньше $R_{\text{упр}}$, уширения фундамента не требуется. В противном случае ($p > R_{\text{упр}}$) необходимо усиление фундамента или упрочнение основания.

В случаях когда на существующие фундаменты оказывают влияние фундаменты нового сооружения, следует учесть соответствующее дополнительное влияние на $X_{\text{упр}}$ деформаций основания, вызванных осадками поверхности вокруг нового фундамента.

На рисунке 4.4 схематично показаны существующий Φ_1 и новый Φ_2 фундаменты и осадки от последнего. Осадки влияния Φ_2 на Φ_1 не вызывает в грунте сдвиговые силы X_{1B} , X_{2B} , направленные вниз, т.е. в сторону, противоположную силе X , возникающей в этой зоне от Φ_1 .

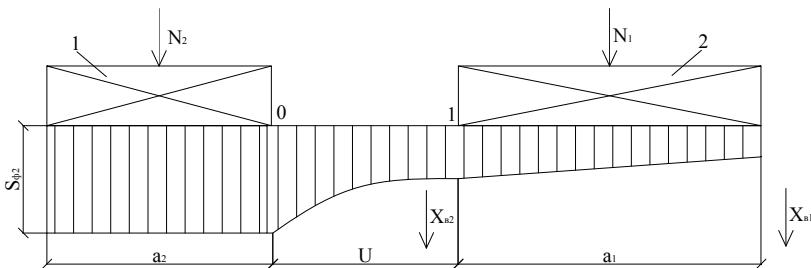


Рис. 4.4. Осадки влияния нового фундамента Φ_2 на существующий Φ_1

Поэтому проверку $R_{\text{нр}}$ с учетом влияния Φ_2 по этой кромке производить не следует. Осадка влияния Φ_2 на основание у правой кромки 2 вызывает сдвиговую силу X_{2B} меньшей величины. Поэтому за расчетную следует принимать кромку 2, более удаленную от влияющего фундамента Φ_2 .

Сдвиговая сила X_{2B} определяется по формуле

$$X_{2B} = S_{\Phi_2} e^{-[x-(u+a)]/s} b_1 S C_{1c},$$

где C_{1c} – интегральный параметр сопротивления сжатию расчетного слоя H_p природного (неупрочненного) основания; b_1 – ширина фундамента Φ_1 .

4.2. РАСЧЕТ ЗДАНИЯ С ОСНОВАНИЕМ II ТИПА ПО ПРОСАДОЧНОСТИ

Методика изложена в [М. П. Коханенко и др., 1990]. При замачивании грунта происходят неравномерные вертикальные и горизонтальные перемещения поверхности основания. Это вызывает дополнительные воздействия на здания в виде смещений и изменения жесткости основания. Проявляются, как правило, в период эксплуатации. Это вызывает перераспределение контактных напряжений по подошве фундаментов. Возможные виды эпюр отпора представлены на рис. 4.5. В качестве расчетной модели основания может быть принята модель переменного коэффициента жесткости, учитывающая неоднородность оснований, распределительные свойства грунтов, развитие деформаций во времени. Закон изменения коэффициента жесткости часто задают кусочно-линейной функцией.

Расчетные модели зданий принимают в виде балок, плит, системы перекрытий балок, балок-стенок, оболочек, пластинчато-стержневых систем. Для расчета используют значения обобщенных изгибающих моментов M и поперечных сил Q . Расчетные усилия определяют для случая «прогиба» и «выгиба» здания. При этой конструкции здания рассчитывают на изгибающие моменты обоих знаков и на наибольшую величину поперечной силы. Максимальные усилия в конструкциях возникают при просадке основания под зданием, составляющей $0,15 \dots 0,25 S_{sl,g}$ (просадки от собственного веса) (рис. 4.6).

Горизонтальные перемещения грунта, возникающие при просадках от собственного веса, вызывают дополнительные растягивающие и сжимающие усилия в фундаментно-подвальной части.

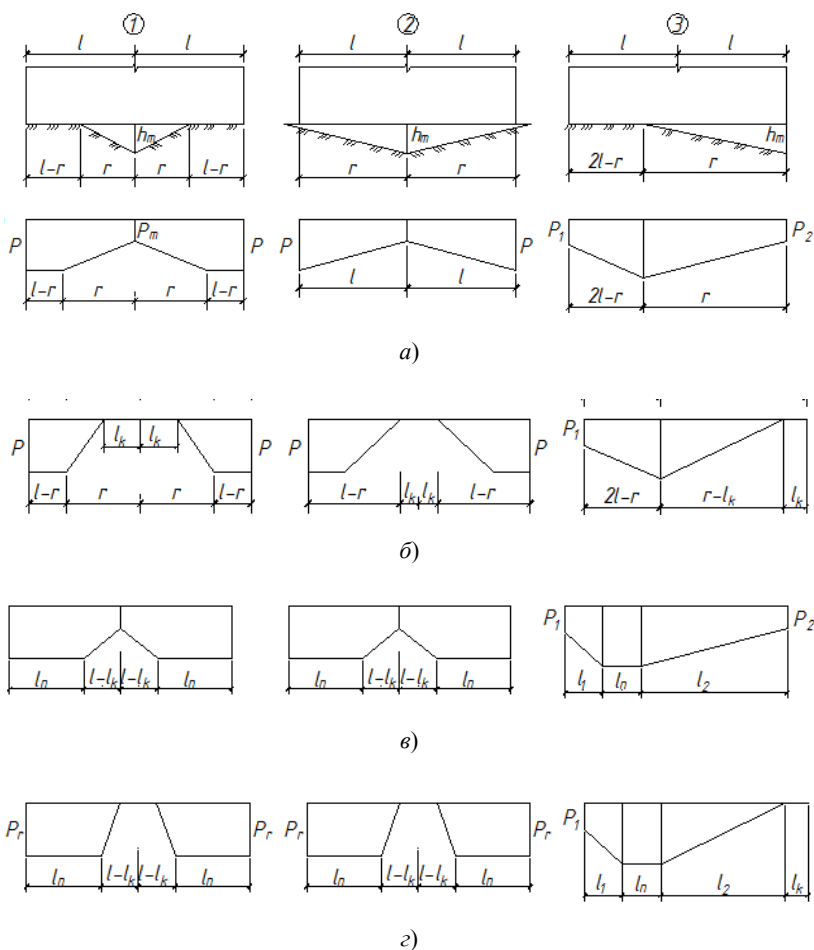


Рис. 4.5. Эпюры отпора основания при расчете зданий на просадочных грунтах II типа при расположении центра просадочной воронки:

a, в – при расчете в упругой стадии; *в, з* – расчет с учетом пластических свойств грунта; *a, в* – расчетные случаи при сохранении контакта здания с основанием; *б, в* – при наличии зон отрыва; *l* – полудлина здания; при $r < l$; 2 – то же, при $r > l$; 3 – под торцом здания; *l* – полудлина здания; *r* – радиус просадочной воронки; *h_m* – максимальная осадка поверхности;

P, P_m, P₁, P₂ – полный отпор основания; *p_r* – предельное давление на основание; *l_к* – длина консоли (зоны отрыва);

l_п – длина участков проявления пластических свойств грунта

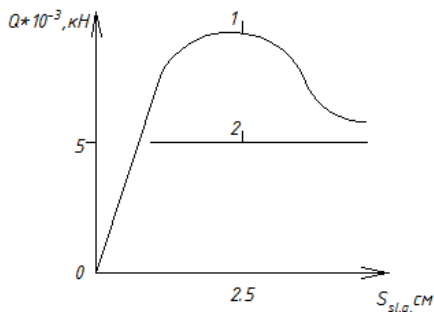


Рис. 4.6. График изменения обобщенных усилий (поперечных сил) в здании при замыкании деформационных швов в зависимости от развития просадочной воронки:

1 – упругий расчет; 2 – расчет с упругой пластической деформацией

В качестве расчетной схемы здания принимается жесткая балка на упругом основании, характеризующимся вертикальным C и горизонтальным $C_{сд}$ коэффициентами жесткости с заданными параметрами деформирования поверхности (рис. 4.7). Изменение вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности в пределах просадочной воронки допускается принимать по линейному закону.

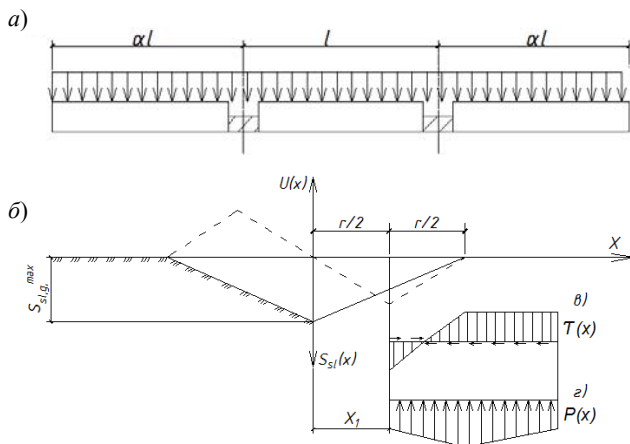


Рис. 4.7. Расчетная схема к определению контактных касательных нагрузок:

- a* – расположение здания (отсека) относительно просадочной воронки;
- б* – эпюра вертикальных и горизонтальных деформаций поверхности грунта;
- в* – эпюра реактивных касательных напряжений;
- г* – эпюра нормальных напряжений

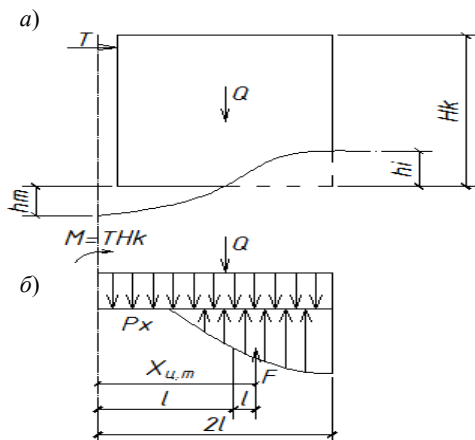


Рис. 4.8. Расчетная схема отсека при замыкании деформационных швов:
a – схема нагрузки от здания; *б* – эпюра отпора основания

Определение обобщенных усилий в зданиях при замыкании деформационных швов производится как для бесконечно жестких штампов на основании переменной жесткости (рис. 4.8).

Расчетные усилия, действующие на коробку здания:

$$\left. \begin{aligned} M_p &= M_{\max} n_1 n_2; \\ Q_p &= Q_{\max} n_1 n_2; \\ T_p &= T_{\max} n_1 n_2, \end{aligned} \right\}$$

где M_{\max} , Q_{\max} – максимальный изгибающий момент и поперечная сила, действующие на балку в соответствии с эпюрой отпора основания; T_{\max} – максимальная величина контактных усилий, определенных в соответствии с расчетной схемой из условия

$$\sum_1^n T_i h_i = Gl,$$

здесь T_i , h_i – контактные усилия в i -й связи и расстояния от связи до подошвы фундамента; n_1 , n_2 – коэффициенты, учитывающие соответственно постановку распорок в уровне фундаментов и величину наклона блок-секций до момента замыкания деформационного шва, определяемые по графикам.

4.3. СОВМЕСТНЫЙ РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Исследование системы основание–фундамент – верхнее строение методами математического моделирования на ЭВМ. Основание представляют различными контактными моделями:

- упругое изотропное полупространство;
- упругий слой конечной толщины;
- упругое полупространство с модулем деформации, изменяющимся на глубине по закону $E = E_0(1 + cz)^n$;
- модель Фусса–Винклера (коэффициента постели); комбинированные модели.

Расчеты (О.Ф. и М.Г., 1987, № 3 и 1990, № 6) показали, что усилия в фундаментных плитах и контактные напряжения по их подошве (рис. 4.9), определенные с учетом жесткости верхнего строения, практически не зависят от вида принятой контактной модели основания (за исключением модели Фусса–Винклера) и ее расчетных параметров.

Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (СНиП 2.06.04–82*). Основными являются нагрузки от: стоячих, разбивающихся и прибойных волн, стоячих или движущихся ледяных полей, температурного расширения льда, примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды, взвешивания от давления волны.

Пример действия линейных нагрузок от стоячих волн приведен на рис. 4.10. Силы от разбившихся волн на вертикальную преграду включают инерционный и скоростной компоненты.

Расчет здания совместно с основанием при сложном нагружении. Клепиков С. под сложным нагружением системы «конструкция–основание» подразумевает (О.Ф. и М.Г., 1983, № 5) такое нагружение, когда в процессе приложения ряда независимых нагрузок или возрастания одного вида нагрузки давление на какие-либо участки поверхности основания хотя бы однократно увеличивается, а затем уменьшается. Нагружение считается простым, если давление на все участки поверхности основания возрастает пропорционально одному параметру.

При расчете на сложное нагружение последние разделяют на ряд r простых – 1, 2, 3 и т.д. располагаемых в строгой очередности их приложения. Сначала производят расчет на нагрузку 1. С учетом полученных данных выполняют расчет на совместное действие нагрузок 1 и 2, и это называют расчетом на нагрузку 2. Далее делают расчет на нагрузку 3, как сумму нагрузок 1, 2, 3 и т.д.

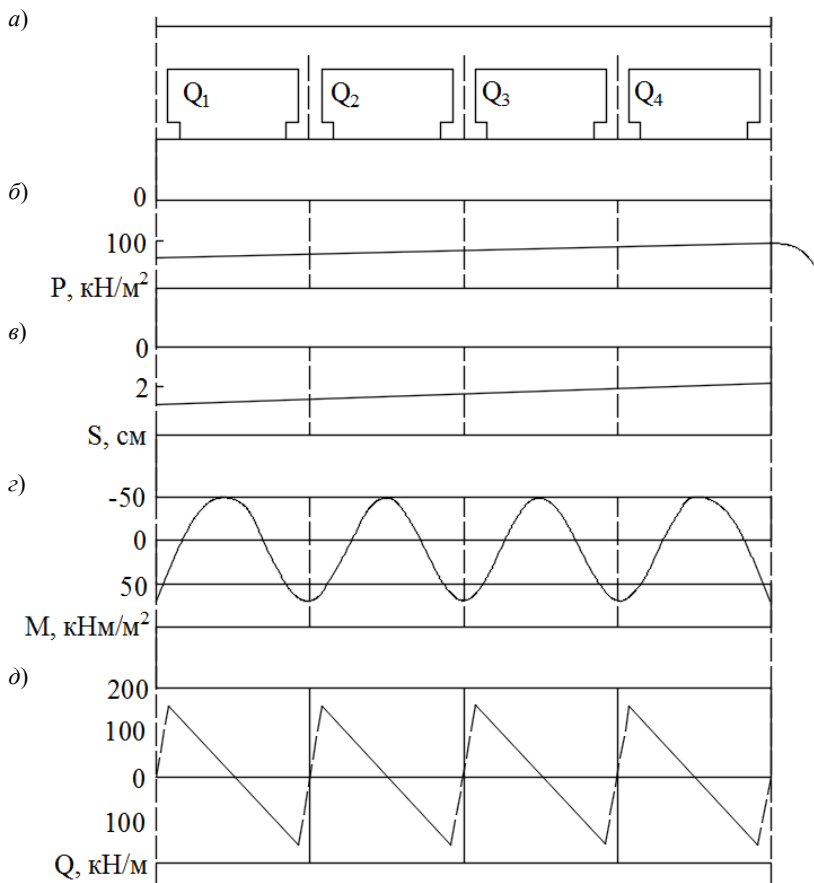


Рис. 4.9. Результаты расчета фундаментной плиты при ее совместной работе с сооружением конечной жесткости:
a – расчетная схема; *б* – эпюра контактных давлений; *в* – графики осадок;
г – эпюры изгибающих моментов; *д* – эпюры поперечных сил

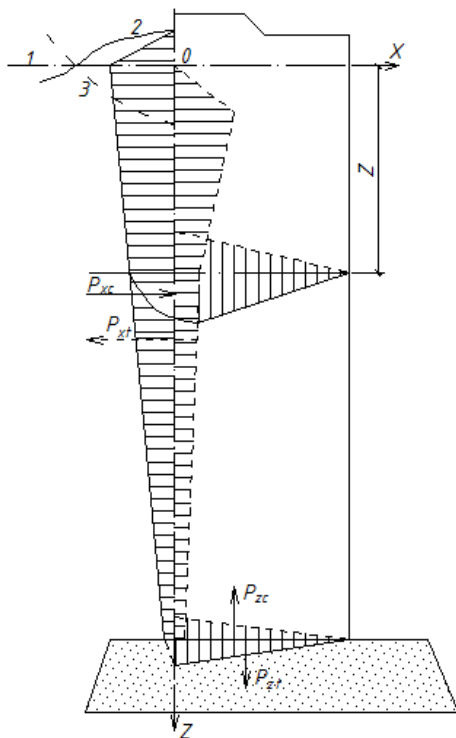


Рис. 4.10. Эпюра давления стоячих волн на вертикальную стенку со стороны открытой акватории:

1 – расчет уровень воды; 2 – давление при гребне волны (сплошные линии);
3 – давление при ложбине волны (пунктирные линии)

Расчет на нагрузки 1, 2, 3, ... производят методом последовательных приближений. На каждом шаге приближений решают линейно-упругую контактную задачу каким-либо численным методом. По результатам каждого шага корректируют коэффициенты жесткости основания в отдельных точках.

Так, в примере (С. Н. Клепиков, О.Ф. и М.Г., 1983, № 5) в качестве нагрузки 1 принята равномерно распределенная интенсивность q ; 2' – грунтовый уступ высотой f (просадка основания), 2 – суммарное действие q и f .

Расчетную схему здания принимают в виде балки абсолютной и конечной жесткости. Основание считают неравномерно (иногда ступенчато) оседающим. Решение линейно-упругих контактных задач по

методу С. Н. Клепикова выполняют мысленным делением здания на ряд участков. Для каждого участка определяют осадку $v_{li}^{(h)}$ и коэффициент жесткости основания $K_{li}^{(h)}$ по формулам:

$$v_{li}^{(h)} = \frac{pS}{R-p};$$

$$K_{li}^{(h)} = \frac{R}{v_{li}^{(h)} + S},$$

где i – номер нагружения; h (1... h - n ... n) – номер (шаг) инерции; l – точки контакта (номера расчетных участков);

$$S_i = \bar{v}_i(R_i/\bar{p}_i - 1);$$

здесь \bar{v}_i – осадка основания при расчетном давлении \bar{p}_i , равном среднему давлению по подошве фундамента (например, $\bar{p} = 20$ кН/м, $\bar{v} = 4$ см); R_i – предельное давление на основание (рис. 4.11).

Коэффициент жесткости основания при нагрузке

$$K_i = \operatorname{tg}\alpha_i = \frac{R_i}{v_i + S_i},$$

при разгрузке

$$C_i = \operatorname{tg}\beta_i = p'_i/(v'_i - v''_i).$$

Для первого шага первого нагружения принимают

$$v_i = 0;$$

$$K_{li}^{(1)} = R_i S_i.$$

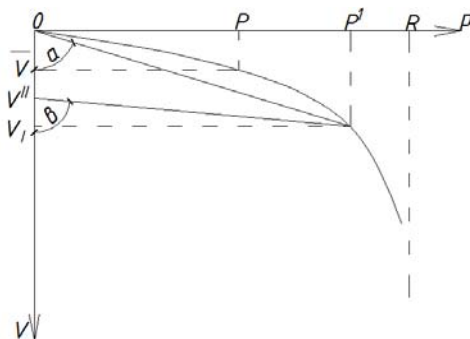


Рис. 4.11. Расчетная диаграмма деформирования

При этом находят осадки $v_{li}^{(1)}$, реактивные давления основания $P_{li}^{(1)}$, а также напряженно-деформированное состояние конструкции, $K_{li}^{(2)}$ – исходную величину для второго шага нагружения. Осадку v_i вычисляют по гиперболической зависимости

$$v_i = \frac{p_i \bar{v}_i (R_i / \bar{p}_i - 1)}{R_i - p}$$

Для последующих, после первого, шагов итерации можно записать в общем виде:

$$\text{при } v_{li}^{(d)} \geq 0 \quad K_{li}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{li}^{(d)} + S_i};$$

$$\text{при } v_{li}^{(d)} < 0 \quad K_{li}^{(d+1)} = 0.$$

Итерационный процесс на первом шаге загрузки заканчивается определением $K_{li}^{(h)}$; $v_{li}^{(h)}$; $p_{li}^{(h)}$ и напряженно-реформированного состояния конструкции.

Затем приступают к расчету на нагрузку 2, представляющую собой сумму двух простых нагрузок 1 и 2'. Для первого шага используют $K_{2i}^{(1)} = K_{li}^{(h)}$.

$$\text{Точки, у которых } v_{li}^{(h)} \geq 0 \quad \text{и} \quad v_{2i}^{(d)} \geq v_{li}^{(h)} - K_{2i}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{2i}^{(d)} + S_i};$$

$$\text{при } 0 < v_{2i}^{(d)} < v_{li}^{(h)} \quad K_{2i}^{(d+1)} = \frac{P_{2i}^{(d)}}{v_{li}^{(h)} - \frac{P_{li}^{(h)} - P_{2i}^{(d)}}{C_i}};$$

$$\text{при } v_{2i}^{(d)} \leq 0 \quad K_{2i}^{(d+1)} = 0.$$

$$\text{Точки, у которых } v_{li}^{(h)} < 0 \quad \text{и} \quad v_{2i}^{(d)} \leq 0 - K_{2i}^{(d+1)} = 0,$$

$$\text{а при } v_{2i}^{(d)} > 0 \quad K_{2i}^{(d+1)} = \frac{R_i}{v_{2i}^{(d)} + S_i}.$$

Причинами развития неравномерных деформаций в основании фундаментных плит могут быть неоднородность грунтовой толщ, неравномерное замачивание грунтов основания, неправильный режим загрузки, влияние предшествующих циклических нагружений и др.

Наиболее неблагоприятным для эксплуатации является случай, когда рядом расположенные силосные корпуса получают крены в противоположные стороны (С. В. Иконин). Когда крен и прогиб плиты достигнуты соответственно значений 0,0015 и 0,0002, должен устанавливаться индивидуальный порядок загрузки элеваторов.

Выправление крена можно выполнить загрузкой корпусов по односторонне направленной схеме, начиная с края, где осадка основания наименьшая. При этом заполнение силосов первого яруса осуществляется на 2/3 длины или ширины корпуса в зависимости от направления крена. Эта схема нагружения может вызвать дополнительные изгибающие моменты в фундаментной плите и надфундаментных конструкциях.

Более рациональной является треугольная схема нагружения силосного сооружения с целью выправления крена:

$$q = \frac{3E}{2(1-\nu^2)} \left[\frac{i_x}{Ik_2}(y-y_k) - \frac{i_y}{bk_1}(x-x_k) \right],$$

где E – модуль деформации грунта; ν – коэффициент Пуассона; k_2 и k_1 – табличные коэффициенты; x_k, y_k – координаты точки с максимальной осадкой.

Высота засыпки зерна

$$h = \frac{3E}{2m\gamma(1-\nu^2)} \left[\frac{i_x}{Ik_2}(y-y_k) - \frac{i_y}{bk_1}(x-x_k) \right],$$

где γ – удельный вес зерна; $m = 0,9$ – коэффициент, учитывающий наличие перегородок между силосами.

4.4. ЗДАНИЯ НА СЛУЧАЙНО НЕОДНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ

Пшеничкин А. П., Гарагаш Б. А. для оценки надежности и долговечности сооружений использовали [19, 67, 68] статистические характеристики ветровых и силовых нагрузок, температурно-влажностных деформаций, консолидационных процессов в грунтах, повреждений зданий и др.

Нормированная корреляционная функция $K_{(\xi)}^H$ на случайном поле аппроксимировалась выражением

$$K_{(\xi)}^H = e^{-\alpha^2 \xi^2} \cos \theta \xi,$$

где ξ – интервал опробывания; α – коэффициент затухания; θ – относительная частота случайной изменчивости (Б. А. Гарагаш, 2012).

Статистические модели построены путем введения в детерминированные модели случайных компонент [31]. Разновидностью статистической модели является модель статистического процесса, содержащая случайные компоненты и описывающая их изменение в зависимости от некоторого случайного параметра. В качестве такого параметра принимают геометрические координаты сооружения, глубину деформируемой толщи, время и т.д.

Случайное поле параметра основания $L(r)$ (модуль деформации E_0 , коэффициент относительной сжимаемости a_e , пористости и др.) считают стохастически однородным, если его математическое ожидание постоянное, а корреляционная функция $K_L(r_1, r_2)$ не меняется при одновременном смещении точек r_1, r_2 в одном направлении на одну величину, т.е.

$$M_L(r) = \text{const}; K_L(r_1, r_2) = K_L(r_1 - r_2)$$

Случайное поле будет стохастически однородным, если корреляционная функция $K_L(r_1, r_2)$ зависит лишь от $r = |r|$ и не зависит от направления. Для стохастически неоднородного поля

$$M_L(r) \neq \text{const}; C_L(r_1, r_2) = C_L(r_1 - r_2) = M[L(r_1) - L(r_2)]^2.$$

Корреляционные функции являются частным случаем структурных:

$$C_L(\xi) = 2[K_L(0) - K_L(\xi)],$$

где ξ – интервал опробывания.

Оценки нормированных корреляционных функций осадок одномерных случайных полей могут быть описаны квазигармоническими функциями вида

$$K_s^H(\xi) = \rho(\xi) \cos \theta \xi,$$

где $\rho(\xi)$ – медленно изменяющаяся функция по сравнению с $\cos \theta \xi$; θ – параметр периодичности случайной функции.

Для дифференцируемых функций $\rho(\xi) = \exp(-\alpha^2 \xi^2)$, недифференцируемых – $\rho(\xi) = \exp(-\alpha l \xi l)$, где α – коэффициент затухания связи между ординатами случайной функции.

Корреляционная функция для двухмерного случайного поля

$$K_s^H(\tau, \eta) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i(w_1 \tau + w_2 \eta)} S_s^H(w_1, w_2) dw_1, dw_2.$$

Возможная поверхность деформирования принята в виде аддитивной случайной функции

$$S(x, z) = \bar{S}(z, x) + \tilde{S}(z, x).$$

Центрированная (самоуравновешенная) нагрузка, вызывающая изгиб конструкции, определяется по формуле

$$q(x, z) = C_0 \{ [\hat{S}(z, x) + \tilde{S}(z, x)] - y(z, x) \}.$$

где $\hat{S}(z, x)$ – центрированное относительно уровня S_0 математическое ожидание осадки основания от действия уплотняющих давлений при условии абсолютной гибкости конструкции; $\tilde{S}(z, x)$ – случайная поверхность деформирования основания, центрированная относительно уровня S_0 , определяемая также без учета жесткости конструкции; $C_0 = q/s$ – коэффициент пропорциональности линейно-деформируемой среды; S_0 – средняя осадка основания, полученная из условия равновесия конструкции, как штампа под действием внешней нагрузки и реакции грунта; $y(z, x)$ – искомое перемещение системы «сооружение–основание» относительно централизованного состояния.

Изменение деформационных свойств грунтового основания принимается в виде

$$E(x, z) = E_0 + \tilde{E}(z, x)$$

или
$$E(x, z) = E_0 \sum A_{zi} f_i(z) + \sum A_{xj} f_j(x) + \bar{E}_{2i}(z) + \bar{E}_{3i}(z),$$

где A_{zi} , A_{xj} – амплитудные параметры; $f_i(z)$, $f_j(x)$ – функции, определяемые по результатам полевых опытов.

Уровни неоднородности оцениваются коэффициентами неоднородности i -го уровня

$$K_{zi} = A_{zi} / E_0; \quad K_{xj} = A_{xj} / E_0$$

и коэффициентами вариации

$$K_{2iz} = A_{2iz} / E_0; \quad K_{2jx} = A_{2jx} / E_0.$$

Переменный коэффициент жесткости основания

$$C(x) = C_0 [1 \pm M_c f(x)],$$

где C_0 – среднее значение коэффициента жесткости, $C_0 = q/S_\Phi$; M_c – коэффициент, характеризующий степень изменчивости сжимаемости основания; $f(x)$ – принятый закон изменения коэффициента жесткости по длине здания.

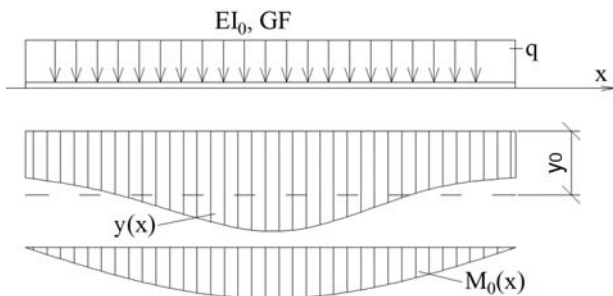


Рис. 4.12. К расчету здания на изгиб

Обобщенная расчетная модель коэффициента жесткости сильно сжимаемого стохастически неоднородного основания

$$C(x, z) = C_0 \pm \sum_{i=1}^n A_{zi} f_i(z) \pm \sum_{j=1}^n A_{zj} f_j(x) + \tilde{C}(z, x),$$

где $\tilde{C}(z, x)$ – случайная компонента.

При расчете на изгиб здания рассматривают как призматическую оболочку с изгибной жесткостью GA (рис. 4.12) и вертикальной сдвиговой GA жесткостью, лежащую на податливом основании.

Дифференциальное уравнение изгиба имеет вид

$$EI_0 y^{IV}(z) + \frac{EI_0}{GF} q_u^n(z) - q_u(z) = 0.$$

Математическое ожидание нагрузки, вызывающей изгиб,

$$q_u(z) = C_0 [\dot{y}_{\text{тр}}(z) - \dot{y}(z)],$$

где C_0 – коэффициент пропорциональности; $\dot{y}_{\text{тр}}(z)$ – потенциально возможная изгибная центрированная деформация основания; $\dot{y}(z)$ – искомое перемещение здания, определяемое от самоуравновешенного состояния.

При расчете на кручение дифференциальное уравнение имеет вид

$$EI_w \theta^{IV}(z) + \frac{EI_w}{GI_{\text{кр}}} m_{\text{кр}}^n(z) - m_{\text{кр}}(z) = 0,$$

где I_w ; GI_w – интегральный момент инерции и крутильная жесткость коробки здания. Крутящий момент от неоднородной осадки основания вычисляют по формуле

$$m_{\text{кр}}(z) = 2Bq_{\text{кр}}(z);$$

$$q_{\text{кр}}(z) = C_0^{\text{HC}} B [\theta_{\text{гр}}(z) - \theta(z)];$$

$$\theta_{\text{гр}}(z) = Y_0 K_0 f(z) / B; K_0 = A_z^0 / Y_0,$$

где $q_{\text{кр}}(z)$ – нагрузка, вызывающая кручение коробки здания от положения равновесия; $\theta_{\text{гр}}(z)$ – потенциально возможный угол поворота грунтового основания без учета жесткости здания; $\theta(z)$ – то же, проявляющийся вследствие конкретной жесткости сооружения; $f(z)$ – аппроксимирующая функция по материалам инженерно-геологических изысканий.

На втором этапе расчета здания рассматривают как составной стержень на податливом основании. В качестве стержней (стрингеров), воспринимающих сжимающие и растягивающие напряжения, принимают перемычечные участки продольных стен здания, а в качестве связей, препятствующих сдвиговым деформациям, – простенки. Для упрощения надфундаментную часть здания отделяют от фундаментной (рис. 4.13), определяют приведенную жесткость верхней части и рассматривают систему из двух брусьев.

Рассмотрим отдельные вопросы расчета и проектирования фундаментов с учетом реологических и вероятностных свойств оснований, изложенных в [50]. Для решения стохастических краевых задач применен метод канонических представлений случайных функций. Часто применяют дискретные канонические и неканонические разложения функции прогиба.

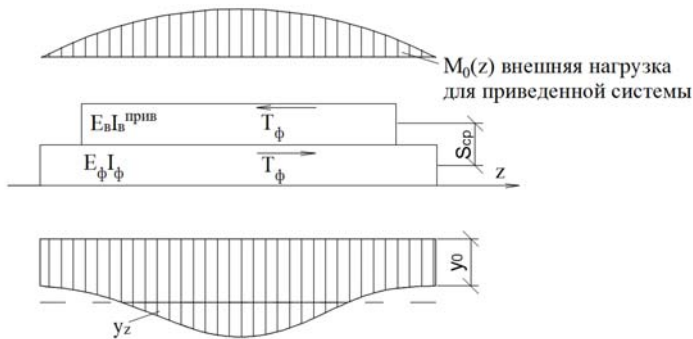


Рис. 4.13. Приведенная система «составной стержень–податливое основание», эквивалентная по жесткости заданной системе

Уравнение изгиба балки на упругом винклеровском основании с учетом деформаций сдвига имеет вид

$$w^{iv} - \frac{bC(x)}{GA} w'' - \frac{2bC'(x)}{GA} w' + \left[\frac{bC(x)}{EJ} - \frac{bC''(x)}{GA} w(x) \right] = \frac{bq_0}{EJ},$$

где $w(x)$ – прогиб балки; b – ее ширина; GA – жесткость балки на сдвиг; EJ – изгибная жесткость; q_0 – нормальная нагрузка; $C(x)$ – коэффициент постели основания, представляющий собой случайную функцию координаты x ; A – площадь контакта.

$$C(x) = C_0 + \bar{C}(x) = C_0 + \sum_{k=1}^{\infty} [A_k \cos(2K\pi x/l) + B_k \sin(2K\pi x/l)],$$

где $C = \text{const}$ – математическое ожидание; l – длина балки; A_k, B_k – центрированные случайные величины. Коэффициенты A_k, B_k – определяют путем разложения корреляционной функции

$$K_c(\xi) = \sigma_c^2 e^{-a|\xi|}.$$

Применен метод малого параметра. Прогиб балки представлен в виде ряда

$$w(x)w_0 + \varepsilon w_1(x) \dots,$$

где $w_0 = \text{const}$ – средняя осадка; ε – малый параметр; $w_1(x)$ – случайная функция.

Если пренебречь деформациями сдвига, то для нулевого и первого приближения имеем

$$C_0 w_0 = q_0;$$

$$w_1^{iv} + \frac{C_0}{EI} = -w_0 \frac{b}{EI} \sum_{k=1}^{\infty} [A_k \cos(2K\pi x/l) + B_k \sin(2K\pi x/l)].$$

Для балки со свободными концами при $K = \pm l/2$

$$M_1 = 0, \quad Q_1 = 0_1.$$

Согласно методу интегральных спектральных представлений, случайные функции прогиба и коэффициент постели записывают в форме стохастического интеграла Фурье

$$C(x) = C_0 + \int C(k)e^{ikx} d_x; \quad w(x) = w_0 + \int W(k)e^{ikx} d_k,$$

где C_0, W_0 – математические ожидания; $C(k), W(k)$ – случайные спектры в пространстве волнового числа K .

Функция

$$w(k) = w_0(x) + \varepsilon w_1(x) + \varepsilon^2 w_2(x) + \dots$$

Контактное давление $p(x, t)$ выражается через оператор ползучести в следующий форме

$$(x, t) = C(x) \left[w(x, t) + V(x, t) + \int_0^t K(t - \tau) \frac{d(w + v)}{d\tau} d\tau \right],$$

где C – коэффициент постели; $K(t - \tau)$ – ядро ползучести.

4.5. РАСЧЕТ РАМ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Рассмотрим решение И. А. Симвулиди [36]. Пусть многократно замкнутая статически неопределенная рама полностью или частично заглоблена в упругую среду (рис. 4.14).

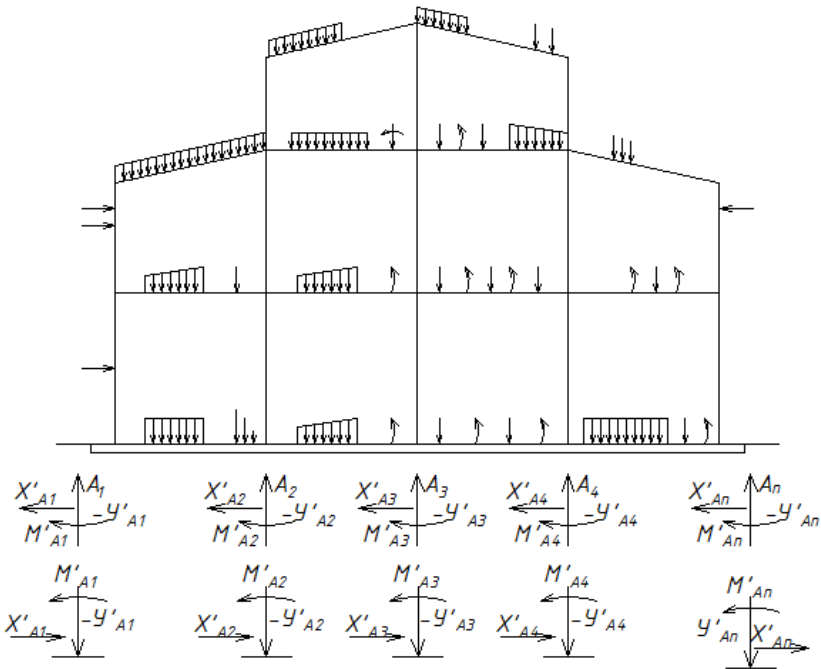


Рис. 4.14. Схемы нагрузок, действующих на раму, и реакции между стойками рамы и основанием

Если в раме сделать разрез у основания стоек, то необходимо приложить по три неизвестных усилия Y_{A_i} , X_{A_i} , M_{A_i} . Углы поворота и прогибы у ног стоек рамы и в тех же местах балки были соответственно равны:

$$(\varphi_{A_i})_p = (\varphi_{A_i})_\delta; (y_{A_i})_p = (y_{A_i})_\delta.$$

Усилия X_{A_i} незначительно влияют на углы поворота и прогиба нижнего ригеля и в формулу углов поворота и прогибов эти силы не входят. В общем виде формулы имеют вид:

$$\begin{aligned} \varphi_{A_i}^{(A_1 A_n)} &= \frac{1}{\pi E_0 b L^2} \left[(b L^2 \sum \bar{\varphi}_{1i}^{(A_i)} q_i + \sum \bar{\varphi}_{2i}^{(A_i)} M_i + L \sum \bar{\varphi}_{3i}^{(A_i)} P_i) + \right. \\ &\quad \left. + \left(\sum \bar{\varphi}_{2A_i}^{(A_i)} M_{A_i} + L \sum \bar{\varphi}_{3A_i}^{(A_i)} y_{A_i} \right) \right]; \\ y_{A_i}^{(A_1 A_n)} &= \frac{1}{\pi E_0 b L} \left[(b L^2 \sum \bar{y}_{2i}^{(A_i)} M_i + L \sum \bar{y}_{3i}^{(A_i)} P_i) + \right. \\ &\quad \left. + \left(\sum \bar{y}_{2A_i}^{(A_i)} M_{A_i} + L \sum \bar{y}_{3A_i}^{(A_i)} y_{A_i} \right) \right], \end{aligned}$$

где q_i – равномерно распределенная нагрузка, приложенная непосредственно на нижний ригель; M_i , P_i – сосредоточенный изгибающий момент и сила, действующая непосредственно на ригель; $\bar{\varphi}_{ni}^{(A_i)}$ – угол поворота нижнего ригеля в сечении A_i от $q_i / \pi E_0 = 1$; $\bar{y}_{ni}^{(A_i)}$ – значение прогиба нижнего ригеля в сечении A_i от $M_i / \pi E_0 b L^2$ или $M_{ai} / \pi E_0 b L = 1$; $\bar{y}_{2i}^{(A_i)}$ – прогиб нижнего ригеля в сечении A_i от $P_i / \pi E_0 b = 1$ или $P_{ai} / \pi E_0 b L = 1$.

Множители, помещенные за квадратными скобками:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\pi E_0 b L^2} &= \frac{1}{\alpha EI} = \frac{1}{\alpha [EI / L]} = \frac{1}{\alpha_i} = \frac{1}{\alpha_{A_1 A_n} i_{A_1 A_n}}; \\ \frac{1}{\pi E_0 b L} &= \frac{L^2}{\alpha EI} = \frac{L}{\alpha [EI / L]} = \frac{L}{\alpha_i} = \frac{L_{A_1 A_n}}{\alpha_{A_1 A_n} i_{A_1 A_n}}, \end{aligned}$$

здесь $i_{A_1 A_n}$ – погонная жесткость рассматриваемого сечения $\bar{\varphi}_{ni}^{(A_i)}$; $\bar{y}_{ni}^{(A_i)}$; $\bar{\varphi}_{2i}^{(A_i)}$; $\bar{y}_{2i}^{(A_i)}$; $\bar{\varphi}_{3i}^{(A_i)}$; $\bar{y}_{3i}^{(A_i)}$ – определяются по таблицам.

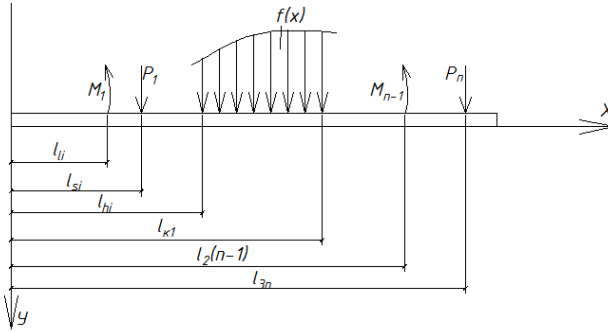


Рис. 4.15. Схема обозначения нагрузок

При разработке метода расчета приняты следующие допущения.

Реакцию основания на балку аппроксимировали целой алгебраической функцией третьей степени (рис. 4.15).

$$p_x = a_0 + \frac{2a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2} \right) + \frac{4a_2}{L^2} \left(x - \frac{L}{2} \right)^2 + \frac{8a_3}{L^3} \left(x - \frac{L}{2} \right)^3,$$

где L – длина балки; a_0, a_1, a_2, a_3 – неизвестные параметры.

Для расчета балки на упругом основании в большинстве случаев пользуются дифференциальным уравнением четвертого порядка

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p_x = \psi_x,$$

ψ – заданная активная нагрузка. Неизвестными являются y и p_x . Для их определения необходимо дополнительное уравнение, устанавливающее связь между ними. Силы трения между балкой и грунтом не учитываются.

Нагрузка на балку принята в виде

$$\psi_x = \sum \Gamma_{l_{ni}}^{k_i} f(z) + \sum \Gamma_{l_{2i}}'' M_i + \sum \Gamma_{l_{3i}}' P_i,$$

где $f(z)$ – произвольная, как угодно распределенная нагрузка; $\Gamma_{l_{3i}}'$ – мгновенный прерыватель 1-го порядка; $\Gamma_{l_{2i}}''$ – мгновенный перекрывающий 2-го порядка; $\Gamma_{l_{ni}}^{k_i}$ – двусторонний прерыватель; l_{ni} – расстояние от левого конца балки до начала распределенной нагрузки; l_{ki} – расстояние от левого конца балки до конца распределенной нагрузки; l_{2i} – расстояние от левого конца балки до точки приложения сосредоточенного момента M_i ; l_{3i} – расстояние от левого конца балки до точки приложения сосредоточенной силы P_i .

После подстановки P_x и ψ_x в дифференциальное уравнение получим

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -a_0 - \frac{2a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2}\right) - \frac{4a_2}{L^2} \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 - \frac{8a_3}{L^2} \left(x - \frac{L}{2}\right)^3 + \\ + \sum \Gamma_{l_{hi}}' f(z) + \sum \Gamma_{l_{2i}}'' M_i + \sum \Gamma_{l_{3i}}' P_i.$$

Продифференцировав четыре раза имеем

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} = -a_0 x - \frac{2a_1}{L} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^2}{2!} - \frac{8a_2}{L^2} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^3}{3!} - \frac{48a_3}{L^3} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^4}{4!} + \\ + \sum \Gamma_{l_{hi}} \int_{l_{hi}}^x f(z) dz - \sum \Gamma_{ki} \int_{l_{ki}}^x f(z) dz + \sum \Gamma_{l_{2i}}' M_i + \sum \Gamma_{l_{3i}} P_i + \mathcal{D}_3.$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{a_0 x^2}{2!} - \frac{2a_1}{L} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^3}{3!} - \frac{8a_2}{L^2} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^4}{4!} - \frac{48a_3}{L^3} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^5}{5!} + \\ + \sum \Gamma_{l_{hi}} \int_{l_{hi}}^x f(z)(x-z) dz - \sum \Gamma_{ki} \int_{l_{ki}}^x f(z)(x-z) dz + \\ + \sum \Gamma_{l_{2i}} M_i + \sum \Gamma_{l_{3i}} P_i (x-l_{3i}) + \mathcal{D}_3 x + \mathcal{D}_2.$$

$$EI \frac{dy}{dx} = -\frac{a_0 x^3}{3!} - \frac{2a_1}{L} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^4}{4!} - \frac{8a_2}{L^2} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^5}{5!} - \frac{48a_3}{L^3} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^6}{6!} + \\ + \sum \Gamma_{l_{hi}} \int_{l_{hi}}^x f(z) \frac{(x-z)^2}{2!} dz - \sum \Gamma_{ki} \int_{l_{ki}}^x f(z) \frac{(x-z)^2}{2!} dz + \\ + \sum \Gamma_{l_{2i}} M_i (x-l_{2i}) + \sum \Gamma_{l_{3i}} P_i \frac{(x-l_{3i})^2}{2!} + \mathcal{D}_3 \frac{x^2}{2!} + \mathcal{D}_2 x + \mathcal{D}_1.$$

$$EI y = -\frac{a_0 x^4}{4} - \frac{2a_1}{L} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^5}{5!} - \frac{8a_2}{L^2} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^6}{6!} - \frac{48a_3}{L^3} \frac{\left(x - \frac{L}{2}\right)^7}{7!} + \\ + \sum \Gamma_{l_{hi}} \int_{l_{hi}}^x f(z) \frac{(x-z)^3}{3!} dz - \sum \Gamma_{ki} \int_{l_{ki}}^x f(z) \frac{(x-z)^3}{3!} dz + \\ + \sum \Gamma_{l_{2i}} M_i \frac{(x-l_{2i})^2}{2!} + \sum \Gamma_{l_{3i}} P_i \frac{(x-l_{3i})^3}{3!} + \mathcal{D}_3 \frac{x^3}{3!} + \mathcal{D}_2 \frac{x^2}{2!} + \mathcal{D}_1 x + \mathcal{D}_0.$$

Неизвестные $a_1, a_2, a_3, D_0, D_1, D_2, D_3$ определяют из восьми дополнительных условий:

- два условия равновесия балки $\sum Y = 0, \sum M_i = 0$;
- два граничных условия балки при $x = 0; y'' = 0; x = Ly'' = 0$;
- равенство прогибов балки и грунта на левом конце $y_{x=0} = v_{x=0}$;
- равенство ординат обеих кривых в середине балки $y_{x=0,5L} = v_{x=0,5L}$;
- равенство площадей, образованных прогибами обеих линий деформаций $F_\delta = F_v$;
- равенство третьих производных обеих прогибов в середине балки $\left(\frac{d^3 y}{dx^3}\right)_{x=0,5L} = \left(\frac{d^3 v}{dx^3}\right)_{x=0,5L}$.

Полученные формулы справедливы для любых нагрузок на балку.

Элеваторные сооружения на закарстованном основании. На поверхности сжимаемого основания возможны локальные деформации (провалы, воронки). В этих местах нарушается непрерывный контакт фундамента с основанием. Положения и размеры воронок меняются. Задача решена [21] как контактная в линейной постановке. Сооружение представляется в виде плоской многослойной системы. Для расчета принята двухслойная комбинированная модель И. Я. Штаермана – А. П. Синицына, представляющая собой последовательное соединение винклеровского слоя с переменным или постоянным коэффициентом жесткости и упругого полупространства, вместо полупространства может быть принят упругий слой ограниченной толщины. Коэффициент жесткости основания в месте воронки или провала принимают равным нулю. При численном методе решения функцию коэффициента жесткости назначают ступенчатой. Размеры зоны нарушенного контакта считают малыми по сравнению с размерами фундамента.

Сооружение обладает конечной жесткостью и расчет ведут в направлении большей стороны. Пространственная работа сооружения не учитывается. Результаты расчета могут быть удовлетворительными при отношении размеров сооружения в плане не менее 2. Горизонтальными сечениями сооружение разбивают на слои, к которым прикладывают связи, исключающие их смещение как жестких тел, обладающих тремя степенями свободы. Поверхности контакта между смежными слоями разбивают на контактные участки произвольной длины. Обивку на участки и слои производят с учетом конструктивных особенностей сооружения (рис. 4.16).

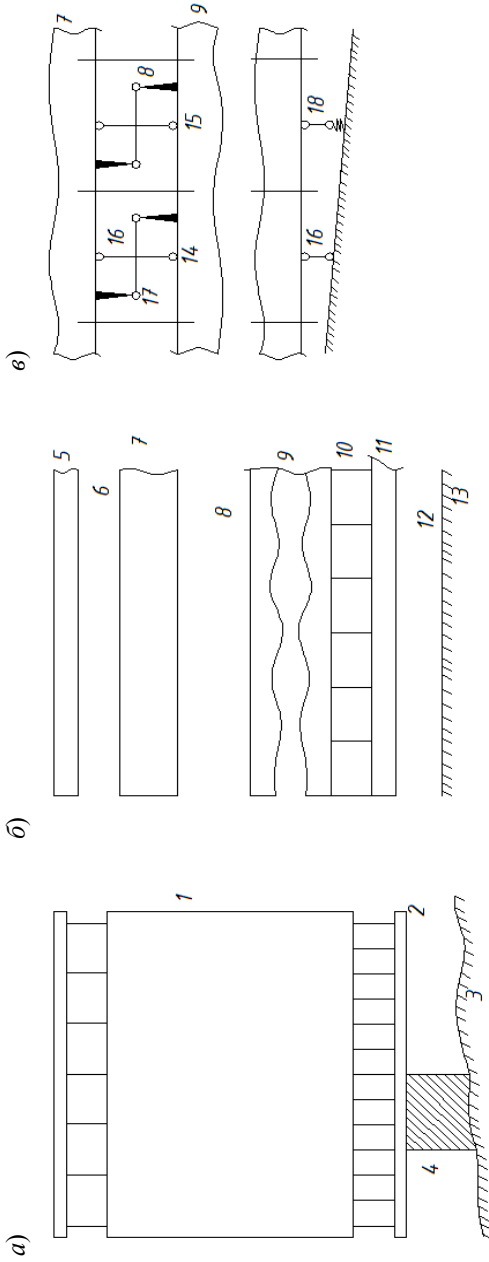


Рис. 4.16. Расчетная схема сооружения:

a – схема сооружения; *б* – фрагмент разбивки корпуса на слои; *в* – фрагмент разбивки контактной поверхности на участки и расстановки дискретных связей между слоями; *1* – сооружение; *2* – верхний винклеровский слой грунта; *3* – упругое основание; *4* – провал, участок нулевой жесткости; *5* – $(i - 1)$ -и слой; *6* – $(i - 1)$ -й разрез между слоями; *7* – i -й слой; *8* – γ -й разрез; *9* – $(i + 1)$ -й слой; *10* – упругие связи (колонны между слоями); *11* – нижний слой (фундамент); *12* – разрез между нижним слоем и основанием; *13* – упругое основание; *14* – k -й участок разбивки на контакте между слоями; *15* – $(k + 1)$ -й участок; *16* – недеформируемые вертикальные стержни; *17* – недеформируемые горизонтальные стержни; *18* – упругие связи, заменяющие винклеровский слой

Между смежными слоями на каждом участке предполагаются дискретные недеформируемые или упругие связи, воспринимающие равнодействующие усилия неизвестных напряжений. В систему усилий входят нормальные и касательные силы, моменты, приложенные в дискретных точках.

Дискретные связи представляют условными стержнями, как это принято в методе Б. Н. Жемочкина. Упругие связи (колонны) между нижними слоями обладают жесткостью на растяжение-сжатие и изгиб. Упругие связи, заменяющие верхний винклеровский слой двухслойного основания, обладают жесткостью в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Механическая модель слоя представляет собой стержень, обладающий изгибной и сдвиговой жесткостью, а также жесткостью на растяжение-сжатие, контактные поверхности которого покрыты слоем пружин, работающих в вертикальном и горизонтальном направлениях (рис. 4.17).

Расчет ведут смешанным методом строительной механики. На конце каждого из выделенных слоев помещают связи в виде заделки. Разрезают все вертикальные и горизонтальные условные стержни между слоями, а также между нижним слоем и основанием. Действие перерезанных стержней заменяют действием неизвестных сил; вертикальных и горизонтальных. Неизвестными также являются смещения в местах установления заделок (по три неизвестных в заделке каждого слоя: вертикальное, горизонтальное и угловое перемещения) (рис. 4.18).

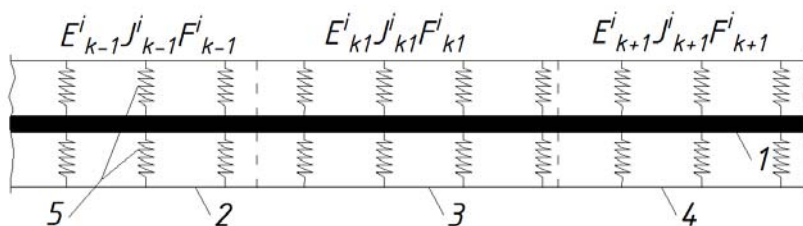


Рис. 4.17. Механическая модель слоя, учитывающая местные перемещения под нагрузкой:
 1 – i -й слой; 2, 3, 4 – $(k - 1)$ -й, k -й и $(k + 1)$ -й участки разбиения;
 5 – слой пружин, работающих на местные перемещения

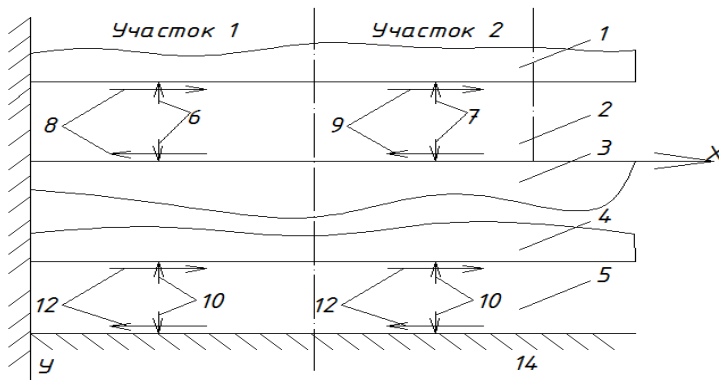


Рис. 4.18. Фрагмент основной системы:

- 1 – 1-й слой; 2 – 2-й j -й разрез между слоями; 3 – $(i + 1)$ -й слой;
 4 – нижний слой; 5 – разрез между нижним слоем и основанием 14;
 6, 7 – неизвестные силы x_{1j} ; x_{2j} ; 8, 9 – неизвестные силы s_{1j} ; s_{2j} ;
 10, 11 – неизвестные силы x_{1M} ; x_{2M} ; 12, 13 – неизвестные силы s_{1M} ; s_{2M} ;
 14 – упругое основание

Для i -го слоя на j -й контактной поверхности (j -го разреза) зависимость вектора контактной поверхности (j -го разреза) зависимость вектора обобщенных перемещений от контактных усилий на контактах j , $(j - i)$ и нагрузки принимают в виде

$$\{w\}_j^i - [\Phi]_{jj}^i \{r\}_j + [\Phi]_{j,j-1}^i \{r\}_{j-1} + [z]_j^i \{w\}^i + \{w\}_{jq}^i;$$

$$\{w\}_j^i = \begin{bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_n \end{bmatrix}; \{w_k\} = \begin{bmatrix} u_k \\ v_k \end{bmatrix} \quad (k = 1, 2, \dots, N);$$

$$\{w_0\}^i = \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \varphi_0 \end{bmatrix}; \{r\}_j = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ \vdots \\ r_n \end{bmatrix}; \{r_k\} = \begin{bmatrix} x_k \\ S_k \end{bmatrix} \quad (k = 1, 2, \dots, N),$$

где i – номер слоя; j – номер участка между слоями; k – номер участка разбиения контактной поверхности; N – число участков разбиения контактной поверхности; u_k , v_k – соответственно нормальные и касательные перемещения центров k -го участка; $\{w\}_j^i$ – вектор обобщенных перемещений точек i -й контактной поверхности j -го слоя от кон-

тактных усилий; $\{w\}_{jq}^i$ – то же, внешней нагрузки, приложенной к i -му слою; $[\Phi]_{jj}^i$ – матрица перемещений j -й контактной поверхности от единичных сил, приложенных к i -му слою, действующих на j -й контактной поверхности; $[\Phi]_{j,j-1}^i$ то же, от сил, действующих на $(j-1)$ -й контактной поверхности; $\{r\}_j$ – вектор неизвестных, действующих на j -й контактной поверхности; $\{r\}_{j-1}$ – то же, на $(j-1)$ -й контактной поверхности; $\{w_j\}^i$ – вектор перемещений i -го слоя как жесткого тела; u_0^i ; v_0^i ; ϕ_0^i – компоненты векторы $\{w_0\}^i$ соответственно в направлении нормальном к оси слоя, вдоль нее и угловое; $[z]_j^i$ – матрица координат точек (центров участков), где определяются перемещения.

Элементы матрицы $[\Phi]$ вычисляются по формуле Максвелла–Мора для стержневых систем. При вычислении матриц $[\Phi]_{jj}^i$ и $[\Phi]_{jj}^{i+1}$ к элементам главной диагонали добавляются коэффициенты жесткости пружин. Из условия неразрывности перемещений на j -м контакте с учетом наличия упругих связей между i -м и $(i+1)$ -м слоями формируется система линейных алгебраических уравнений относительно обобщенных контактных усилий и величин, определяющих смещение слоев, как жестких тел.

Уравнения выражают условия равенства нулю взаимных перемещений слоев во всех точках, где между слоями предполагаются дискретные связи. Для каждого j -го разреза составляют уравнения неразрывности перемещений. К ним добавляют уравнения равновесия для i -го слоя, выражающие условия равенства нулю реакций в связях.

Полная система уравнений имеет вид

$$[\Phi]_{j,j-1}^i \{r\}_{j-1} + ([\Phi]_{jj}^i + [\Phi]_{jj}^{i+1} + [c]_j) \{r\}_j + [\Phi]_{j,j+1}^{i+1} \{r\}_{j+1} + [z]_j^i \{w_0\}^i + [z]_j^{i+1} \{w_0\}^{i+1} + \{w\}_{jq}^i + \{w\}_{jq}^{i+1} = 0;$$

.....

$$[T]_{j-1}^i \{r\}_{j-1} + [T]_j^i \{r\}_j + \{R\}^i = 0,$$

где $[T]_j^i$ – матрица коэффициентов при неизвестных в уравнениях равновесия для j -й контактной поверхности i -го слоя, имеющая вид

$$[T]_j^i = [T_1, T_2, \dots, T_n];$$

$$[T_k]_j^i = \begin{Bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ l_k & h_i/2 \end{Bmatrix} \quad (k = 1, 2, \dots, N);$$

$\{R\}^i$ – вектор внешних суммарных нагрузок, действующих на i -й слой, имеющий вид

$$\{R\}^i = \begin{Bmatrix} P \\ Q \\ M \end{Bmatrix},$$

где l_k – длина k -го участка разбиения контактной поверхности между слоями; h_i – высота i -го слоя; P, Q, M – суммарные внешние нагрузки на слой в направлении осей y и x и момент этой нагрузки относительно заделки; $[c]_j$ – диагональная матрица, элементы которой представляют собой жесткости соответствующих упругих связей между слоями.

Верхний индекс означает номер слоя, нижний – номер разреза (контактной поверхности) между слоями. При отсутствии горизонтальных нагрузок элемент Q в виде вектора $\{R\}^i$ будет нулевым. В случае симметричной расчетной схемы заделку ставят в середине.

Уравнение контакта для нижнего слоя имеет вид

$$\begin{aligned} & [\Phi]_{\text{н}, \text{н}-1}^{\text{н}} \{r\}_{\text{н}-1} + \left([\Phi]_{\text{нн}}^{\text{н}} + [\Phi]_{\text{нн}}^0 + [c]_{\text{нн}}^0 \right) \{r\}_{\text{н}} + [z]_{\text{н}}^{\text{н}} \{w\}^k \\ & + \{w\}_{\text{нq}} + \{w\}_{\text{kq}}^{\text{н}} + \{w\}_{\text{нq}}^0 = 0, \end{aligned}$$

где $[\Phi]_{\text{нн}}^0$ – матрица перемещений точек поверхности упругого основания от единичных нормальных и касательных сил, действующих по контактному участку; $[c]_{\text{нн}}^0$ – диагональная матрица, элементами которой являются соответствующие коэффициенты податливости верхнего слоя комбинированной модели основания; $\{w\}_{\text{нq}}^0$ – вектор перемещений точек контакта, вызванных нагрузками, приложенными к основанию за пределами сооружения.

Из решения системы линейных уравнений находят значения равнодействующих усилий, значения жестких смещений каждого слоя и перемещений поверхности основания. В зоне карстового провала перемещения поверхности не определяют. По усилиям вычисляют их

интенсивность, нормальные и касательные напряжения во всех горизонтальных сечениях. Усилия и напряжения в вертикальных сечениях находят по известным формулам механики стержневых систем, применяемым к каждому слою в отдельности.

4.6. РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Современные представления о проектировании железобетонных конструкций, взаимодействующих с нелинейно деформируемым основанием, изложены в [5, 29, Ф. С. Балсон (1991)].

Горное давление. Оно зависит от физико-механических характеристик грунта, размеров, конфигурации и глубины расположения сооружения, методов ведения строительных работ, геологических процессов и других факторов. Породы воздействуют на сооружение как нагрузка и оказывают пассивное сопротивление. Оно бывает вертикальным и со стороны подошвы. Напряжение состояния выделенного кубика от воздействия вышележащей толщи равно

$$\sigma_z = \sum_1^n \gamma_i h_i;$$

$$\sigma_x = \frac{\nu_0}{1 - \nu_0} \sum_1^n \gamma_i h_i.$$

Если напряжение меньше предела длительной прочности, то возникают деформации затухающей ползучести ($d\varepsilon/dx \rightarrow 0$). Если напряжение превышает этот предел, то проявляются деформации незатухающей ползучести ($d\varepsilon/dy \rightarrow \infty$). По наследственной теории ползучести Больцмана–Вольтерра

$$\varepsilon(t) = 1/E \sigma(t) + \int_0^t K(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau,$$

где $\varepsilon(t)$, $\sigma(t)$ – деформация и напряжение за время t от момента приложения нагрузки τ ; $K(t, \tau)$ – ядро интегрального уравнения. По С. С. Вялову [17]

$$K(t, \tau) = \left[\frac{T_2}{T_1 + (t - \tau)} \right]^n$$

или

$$K(t, \tau) = (t - \tau)^a e^{-b(t - \tau)} N,$$

где T_1 , T_2 , a , N – параметры ползучести.

Работнов Ю. Н. рекомендовал привести физические уравнения ползучести к виду, аналогичному виду уравнений при упругом деформировании:

$$\begin{aligned}\bar{E}\varepsilon_z &= \sigma_z - \bar{\mu}(\sigma_y + \sigma_x); & \bar{G}\gamma_{zx} &= \tau_{zx}; \\ \bar{E}\varepsilon_x &= \sigma_x - \bar{\mu}(\sigma_y + \sigma_z); & \bar{G}\gamma_{xy} &= \tau_{xy}; \\ \bar{E}\varepsilon_y &= \sigma_y - \bar{\mu}(\sigma_x + \sigma_z); & \bar{G}\gamma_{yz} &= \tau_{yz},\end{aligned}$$

где $\bar{E} = E(1 - E^*)$, $\bar{G} = G(1 - G^*)$, $\bar{\mu} = \mu(1 - \mu^*)$ – временные операторы, состоящие из упругой постоянной (E , G , μ) и интегральной (E^* , G^* , μ^*) частей, учитывающих изменение этих параметров во времени.

Напряженное состояние в нарушенном массиве показано на рис. 4.19 (Н. А. Цытович, 1963).

Вертикальное давление, действующее в любом горизонтальном сечении, вычисляется по формуле

$$\sigma_B = \frac{a_1(\gamma_0 - c/a_1)}{k \operatorname{tg} \varphi} (1 - e^{-kntg\varphi}) + qe^{-kntg\varphi},$$

a_1 – размер (см. рис. 4.16); c – сцепление; γ_0 – удельный вес грунта; φ – угол внутреннего трения; $k = \sigma_r/\sigma_B$; $n = z/a_1$; σ_r и σ_B – вертикальное и горизонтальное давления.

При $c = q = 0$

$$\sigma_B = \frac{a_1\gamma_0}{k \operatorname{tg} \varphi} (1 - e^{-kntg\varphi}).$$

Пологая $n = \infty$, получим

$$\sigma_B = a_1\gamma_0/k \operatorname{tg} \varphi.$$

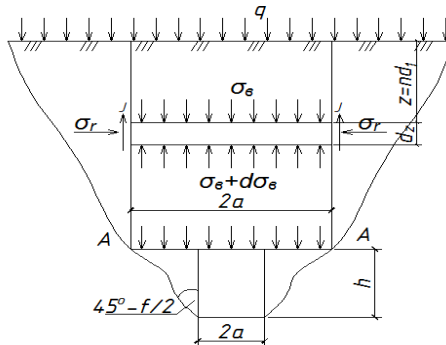


Рис. 4.19. Схема к определению давления грунта нарушенного массива на подземное сооружение

Уравнение кривой разрушающего свода по М. М. Протогдыяконову

$$y = [1/(a_1 f_{кр})] x^2.$$

С учетом этого выражения

$$\sigma_B = \frac{a_1}{f_{кр}} \gamma_0 - \gamma_0 \frac{1}{f_{кр} a_1} x^2,$$

где $f_{кр} = \tau/\sigma = (c + G \operatorname{tg} \varphi)/G$ – коэффициент крепости.

Очертание разрушающего свода показано на рис. 4.20.

Размеры свода определяются по формулам:

$$h_1 = a_1 / f_{кр}; \quad h_x = h_1 (1 - x^2 / a_1^2); \quad h' = h_1 (1 - a^2 / a_1^2);$$

$$\sigma_B = \gamma_0 p h_x; \quad a_1 = a + h \operatorname{tg} (45 - \varphi / 2).$$

При

$$f_k < 0,8; \quad H < 5 \quad \sigma_B = \gamma_0 H.$$

Боковое горное давление для вертикальных выработок

$$\sigma_y = (\gamma_n y + \sum_1^{n-1} \gamma_i h_i) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi / 2).$$

Подбор стрелы подъема внутреннего очертания верхнего свода обделки можно произвести по табл. 4.1.

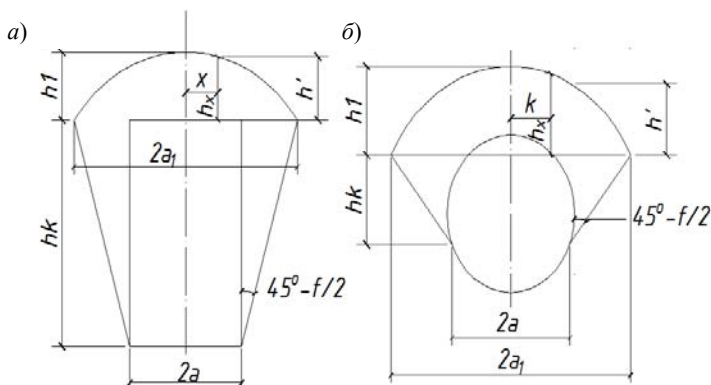


Рис. 4.20. Расчетные схемы для определения вертикального горного давления по пролету сооружения прямоугольного (а) и круглого сечения (б)

Таблица 4.1

$f_{кр} 0,3...0,5$	$0,6...1,0$	1,5	2	3...4	5...6	8
$l_0/f_0 \leq 2,5$	$3,0...3,5$	$3,5...4,0$	$4,0...4,5$	$4,5...5,0$	$5,0...5,5$	6

Размеры сооружения зависят от прочности грунтов. В слабых грунтах ($f_{кр} < 1$):

$$l_0 \approx 15 \text{ м}; f_0 = (0,50...0,25)l_0; f_v = (0,2...0,1)l_v;$$

$$d_0 = (0,1...0,1666)l_0; d_n = 1,5l_0;$$

$$d_{ст} = (1,5...2,0)d_n; h_x = (1,5...2,0)d_{ст}; d_v = 0,6d_0.$$

Для средних грунтов (глинистые сланцы, слабые песчаники, известняки, мягкий конгломерат, мергели, галька, отвердевшая и плотная глина) ($f_{кр} = 1...4$):

$$l_0 = 20 \text{ м}; f_0 = (1/3...1/5)l_0; d_0 = (1/12...1/8)l_0;$$

$$d_n \leq 1,5d_0; d_{ст} \leq 1,5d_n; h_x \leq 1,5d_{ст}.$$

Для скальных и полускальных пород

$$l = 2a \leq (f_{кр}/\gamma)10; f \geq a/f_{кр} \geq 1/2f_{кр}.$$

$$\text{При } l_0 = 30 \text{ м}; f_0 = (1/4...1/6)l_0; d_0 = (1/15...1/10)l_0;$$

$$d_n \leq 1,25d_0; d_{ст} \leq 1,25d_n; h_x \leq 1,25d_{ст}.$$

По форме поперечного сечения сборные горизонтальные подземные сооружения бывают прямоугольными, с криволинейным очертанием кровли, с ломаным очертанием кровли, круглыми, трехсводчатыми и т.д. (рис. 4.21).

Основы расчета армополимербетонных и железобетонных конструкций. В практике проектирования используют метод расчета, разработанный проф. С. С. Давыдовым. Для учета влияния совместной работы вертикального и горизонтального упругих слоев применяют метод конечных элементов. Уравнение метода конечных элементов для определения перемещений имеет вид

$$\{F\} = [R]\{u\},$$

где $\{F\}$ – матрица (вектор) обобщенных сил (для плоской задачи состоит из $2n$ членов, для пространственной – из $3n$ членов); $\{u\}$ – матрица (вектор) обобщенных перемещений такого же порядка; $[R]$ – обобщенная матрица жесткости такого же порядка.

Сначала расчет ведут в предположении, что вся расчетная область работает упруго. Затем во всех точках проверяют условие пластичности. В выделенных пластических зонах вводят псевдоупругие постоянные E, μ . Для учета упрочнения грунта в процессе пластических деформаций определяют диаграмму Прандтля для данного грунта. При этом общий принцип решения задачи сохраняется.

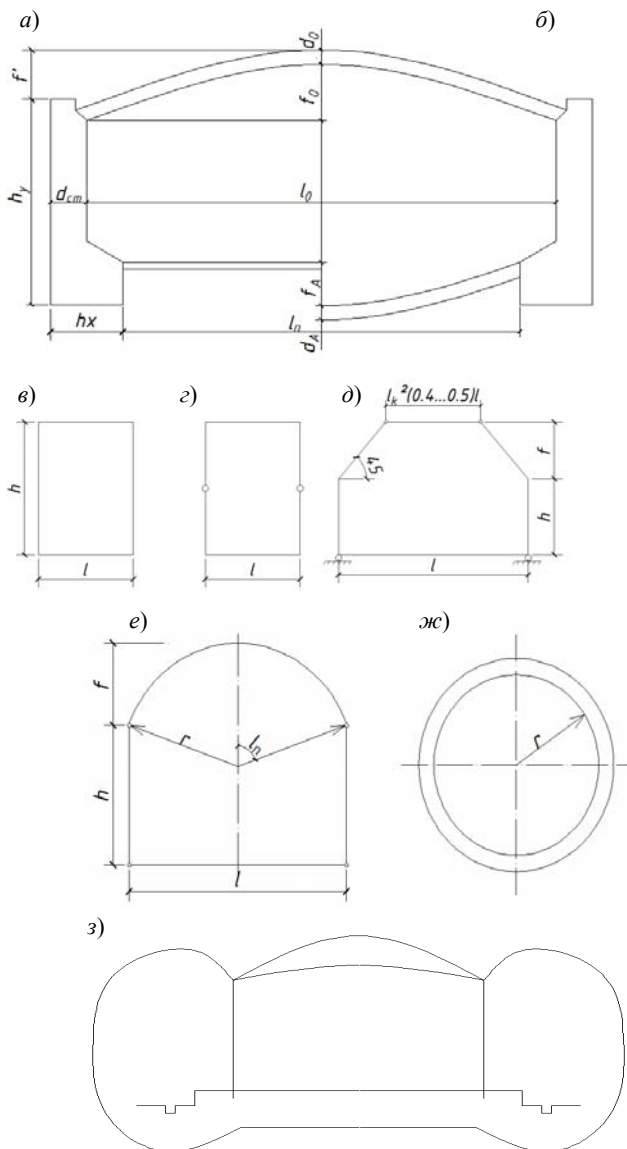
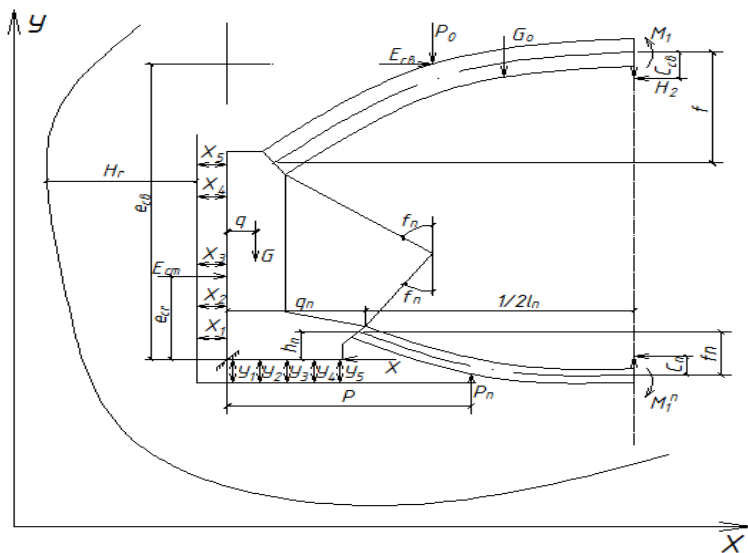
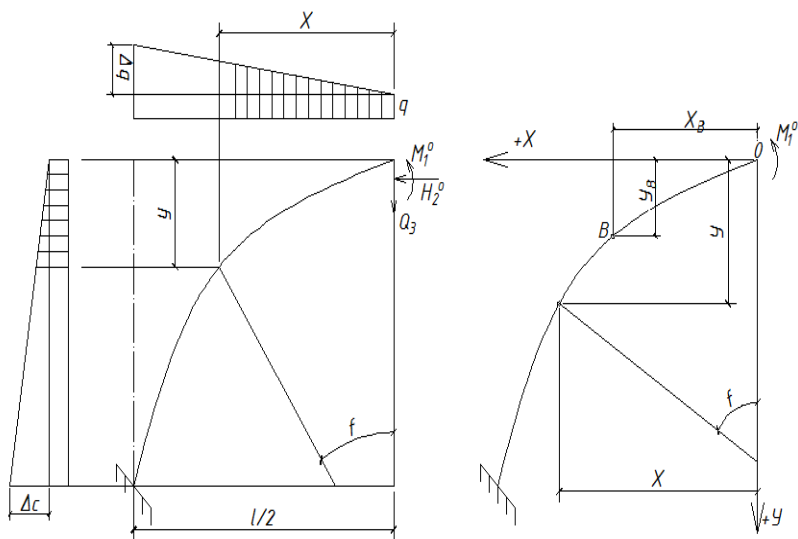


Рис. 4.21. Схемы очертаний подземных сооружений однопролетной монолитной обделки с прямолинейными (а) и криволинейными (б) лотками, прямоугольной (в), (г), ломаной (д), криволинейной (е), круглой (ж) и трехсводчатой формами поперечного сечения (з)



a)



б)

Рис. 4.22. Расчетная схема заглубленного сооружения (а) и нагрузок на него (б), перемещение свода от $M_1^0 = 1$

Усилие в пяте свода (рис. 4.22) определяют по формулам строительной механики.

Для параболического бесшарнирного свода со смещающимися и поворачивающимися на угол φ_0 пятами

$$M_1 = M_1^0 + A_1\varphi_0; \quad H_2 = H_2^0 + A_2\varphi_0,$$

где M_1^0 , H_2^0 – момент и распор от внешней нагрузки бесшарнирного свода с жестко заделанными пятами; A_1 , A_2 – момент и распор свода от горизонтального смещения и поворота пяты на угол $\varphi_0 = 1$.

Для бесшарнирного свода с жестко заделанными пятами (рис. 4.22)

$$\delta_{11}M_1^0 + \delta_{12}H_2^0 + \delta_{1p} = 0; \quad \delta_{21}M_1^0 + \delta_{22}H_2^0 + \delta_{2p} = 0.$$

В упругом центре

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0;$$

$$M_1^0 = \delta_{1p} / \delta_{11}; \quad H_2^0 = -\delta_{2p} / \delta_{22};$$

$$\delta_{11} = \frac{1 - \mu_0^2}{EI_0} \int_0^{l/2} M_{1x} N_{1x} dx;$$

$$\delta_{22} = \int_0^{l/2} M_{2x}^2 dx \frac{d_0^2}{12} \int_0^{l/2} N_{2x} dx.$$

В расчетах с использованием МКЭ учитывается активное давление грунта на сооружение и его массивное сопротивление, совместная работа сооружения и обжимаемого слоя, криволинейное очертание границы упругого слоя, упругопластические свойства материалов. Алгоритм расчета «сооружение–упругий слой» приведен на рис. 4.23.

Вероятностный расчет оснований и фундаментов каркасных зданий. Соответствующие рекомендации разработаны в НИИОСПе им. Н. П. Герсеванова в 1985 г. При переходе к вероятностным методам расчета в качестве основной нормированной величины принимают некоторую заданную вероятность отказа конструкции или основания. Каждому предельному состоянию предписывается своя допустимая вероятность наступления отказа.

Уровень надежности системы (основания или фундамента) записывают в виде

$$H = P[y \geq 0] = P[(y_1 - y_2) \geq 0],$$

где P – вероятность события, заключающегося в ненаступлении предельного состояния элемента системы.



Рис. 4.23. Блок-схема нелинейной задачи

Совокупный фактор y рассматривают как случайную величину, имеющую нормальный закон распределения. Тогда вероятность безотказной работы элемента системы определяют по формуле

$$H = \frac{1}{2} \left[1 - \Phi \left(\frac{-\bar{Y}}{\sqrt{D_y}} \right) \right],$$

где \bar{Y} – математическое ожидание; D_y – дисперсия совокупного фактора y ; Φ – интеграл вероятности Гаусса.

В качестве предельных неравенств при расчете основания сооружения по второму предельному состоянию принимают следующие:

$$p \leq R; \quad p_{кр} \leq 1,2R; \quad p_{угл} \leq 1,5R; \quad s \leq s_u.$$

За уровень надежности принимают меньший из полученных по разным критериям.

При расчете фундамента на продавливание в качестве критерия отказа принимают предельное неравенство

$$P \leq kR_{bt} b_{cp} H_0,$$

где P – продавливающая сила, равная величине продольной силы N , действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к основанию пирамиды продавливания; $k = 1$ – коэффициент; b_{cp} – среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

Податливость основания задают с помощью коэффициентов жесткости при осадке K_z , повороте K_y и сдвиге K_x :

$$K_z = \frac{N}{A_s}; K_y = \frac{w_y}{w_x} K_z; K_x = \frac{1 - \nu}{1 - \nu w_z} K_z,$$

где A_s – площадь подошвы фундамента; s – осадка фундамента; w_z, w_y, w_x – безразмерные коэффициенты, зависящие от соотношения сторон фундамента.

Коэффициенты жесткости определяют для каждого из фундаментов рамы в соответствии с инженерно-геологическим разрезом по этому фундаменту.

На первом этапе расчета рамы считают, что основание несжимаемо. По результатам расчета определяют нагрузки на фундамент и коэффициенты жесткости основания для каждой из опор рамы:

$$K_{z_1} = \frac{N_1}{A_1 s_1}; K_{y_1} = \frac{w_{y_1}}{w_{z_1}} K_{z_1}; K_{x_1} = \frac{1 - \nu}{1 - \nu w_{z_1}} K_{z_1},$$

На втором этапе расчет ведут в предположении, что рамы имеют податливые опоры при коэффициентах жесткости основания K_{z_1} , K_{y_1} , K_{x_1} . По результатам расчета собирают нагрузки, проектируют и рассчитывают фундаменты, определяют новые значения коэффициентов жесткости

$$K_{z_2} = \frac{N_2}{A_2 s_2}, K_{y_2} = \frac{w_{y_2}}{w_{x_2}}, K_{x_2} = \frac{1 - \nu}{1 - \nu w_{z_2}} K_{z_2}.$$

Полученные величины сравнивают с соответствующими по первому расчету. Если $|K_{z_1} - K_{z_2}| < \varepsilon$; $|K_{y_1} - K_{y_2}| < \varepsilon$; $|K_{x_1} - K_{x_2}| < \varepsilon$ (ε – заданная точность), то расчет завершают, в противном случае нужен третий этап счета.

Так, для условия $s \leq s_u$ имеем:

$$y = s_{iu} - s_u = 0;$$

математическое ожидание

$$\bar{y} = s_{iu} - \bar{s}_i;$$

дисперсию

$$D_y = D_{si},$$

где \bar{s}_i – математическое ожидание максимальной абсолютной осадки; D_{si} – ее дисперсия;

$$D_{si} = \sum_{j=1}^K \left(\frac{\bar{s}_j}{\bar{E}_j} \right) D_{Ej} + \left(\frac{\bar{s}}{\bar{p}} \right)^2 D_{p_0} + \sum_{j=1}^K \left(\frac{\bar{s}_j}{\bar{h}_j} \right) D_{hj} + 2 \sum_{j < t} \left(\frac{\bar{s}_j}{\bar{h}_j} \right) \left(\frac{\bar{s}_t}{\bar{h}_t} \right) \mu_{hj} h_t;$$

$$t = 2, 3, \dots, k,$$

где k – число различных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи; \bar{s}_j , \bar{E}_j , \bar{h}_j – осадка, модуль деформации и толщина j -го слоя грунта соответственно; \bar{s} – полная осадка; p_0 – дополнительное давление на грунт по подошве фундамента; D_{Ej} , D_{hj} – дисперсии модуля деформации и толщины j -го слоя; $D_{p_0} = D_N / A^2$ – дисперсия дополнительного давления на грунт; D_N – дисперсия центральной силы; $\mu_{hj} h_t$ – корреляционный момент толщин слоев в пределах сжимаемой толщи.

За нормативный уровень надежности при расчете по условию непревышения предельно допустимых деформаций принимается величина $H_n = 0,85$, за нормативный уровень надежности при расчете прочности тела фундамента – $H_n = 0,98$.

Внутренние усилия и деформации каркаса здания находят путем решения системы линейных алгебраических уравнений методом перемещений

$$R_1 \mathbf{f} + R_p = 0,$$

где R_1 – матрица реакций в узлах каркаса от единичных перемещений узлов; R_p – матрица реакций в узлах нагрузок на раму; \mathbf{f} – матрица перемещений узлов.

Задача рассматривается в геометрически и физически нелинейной постановке. Связь между фундаментом и основанием считается двусторонней. В каждый узел конструкции вводят по три связи: на вертикальное перемещение, горизонтальное перемещение и поворот. Вычисляют значения изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

Матрицу перемещений узлов определяют из состояния

$$\mathbf{f} = -R_1^{-1} R_p.$$

Статические характеристики внутренних усилий в промежуточных сечениях стержней надфундаментных конструкций находят методом линеаризации соотношений метода начальных параметров по статическим характеристикам узловых реакций.

Для расчета необходима следующая информация: количество участков рамы n ; количество перемещений в раме; количество вариантов загрузки; жесткости стержней на изгиб EJ_i ; жесткость стержней на растяжение-сжатие EA_i ; длины стержней L_i ; коэффициент формы сечений стержней n_i ; косинус угла наклона стержней к оси абсцисс общей системы координат α_i ; размеры фундаментов (l_i, b_i); коэффициенты жесткости основания под каждым из фундаментов k_{zb} ; корректирующие множители для получения коэффициентов жесткости при повороте фундаментов ψ_{yi} ; дисперсии коэффициентов жесткости под каждым из фундаментов D_{ki} ; дисперсии вариантов загрузки.

Расчет коллекторных тоннелей с учетом контактного взаимодействия с грунтовым массивом разработан Н. С. Булычевым, Н. Н. Фотиевой, Г. В. Розенвассером (1985).


Интересные сведения приведены в монографиях Н. Н. Фотиевой (1974) и Н. С. Булычева (1992).

Теория расчета балок нашла применение и в других задачах строительства, например для проектирования магистральных нефтепроводов (Л. А. Димов, Е. М. Багушевская, 2002).

Особенности расчета и конструирования специальных инженерных сооружений изложены в книге В. В. Леденева, В. Г. Однолько, А. В. Худякова (2007).

Глава 5

ФУНДАМЕНТЫ НА СЖИМАЕМОМ СЛОЕ ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНЫ



5.1. СЛУЧАИ ИЗ ПРАКТИКИ

На отдельных строительных площадках встречается наклонное залегание геологических слоев (рис. 5.1, 5. 2).

На границах слоев наблюдается повышенная влажность и заниженные прочностные и деформативные характеристики грунтов. Вследствие переменной толщины и разной сжимаемости слоев возможны дополнительные перемещения здания или сооружения: крены, горизонтальные смещения, перекосы и др. В конструкциях и узлах сопряжения появляются значительные трещины. Известны случаи разрушения зданий. Примером разрушения грунтов основания вследствие сдвига по наклонным подстилающим слоям являются оползни.

Для предотвращения повреждений зданий и сооружений на основаниях со слоями разной сжимаемости необходимо:

- более детально проводить инженерно-геологические и гидро-геологические изыскания;
- более выгодно расположить на отведенной территории здание или сооружение;
- иметь достаточно надежный прогноз изменения характеристик грунтов во времени;
- иметь надежные методы расчета оснований фундаментов, зданий и сооружений на участках с произвольным залеганием слоев грунта в пределах деформируемой толщи;
- разработать конструктивные мероприятия по повышению жесткости и устойчивости здания или сооружения.

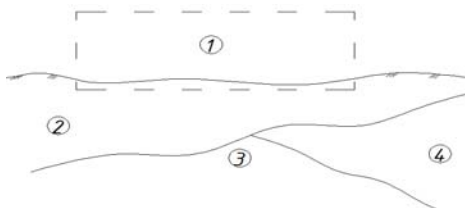


Рис. 5.1. Неблагоприятные инженерно-геологические условия:
1 – проектируемое здание; 2 – 4 – слои переменной толщины
и разной сжимаемости

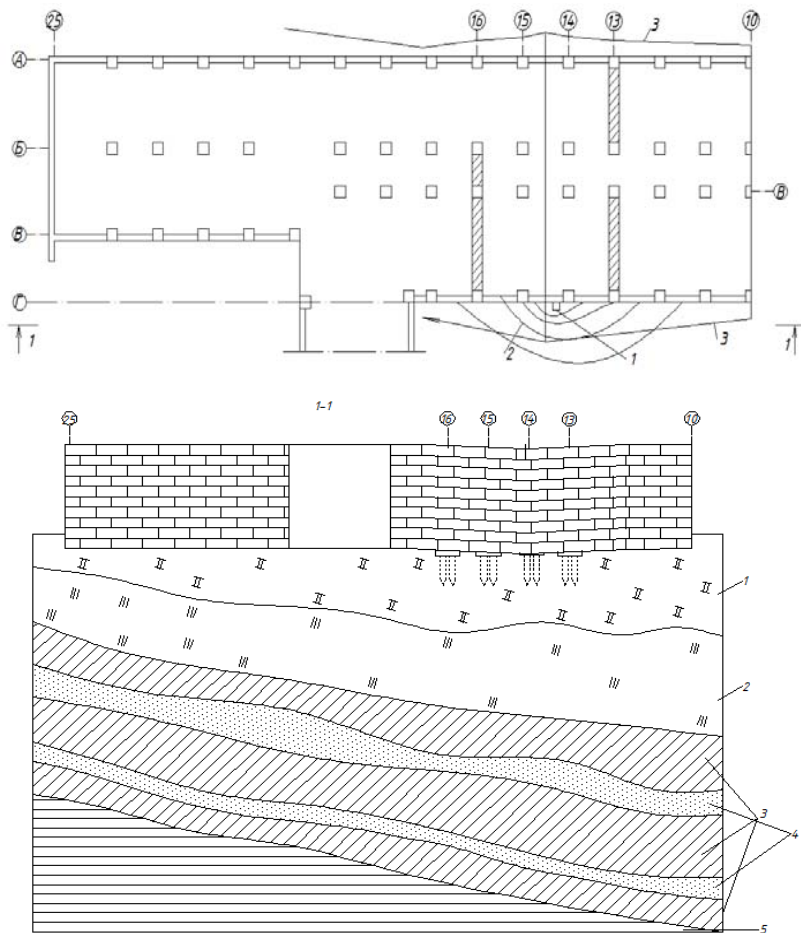


Рис. 5.2. Пример наклонного залегания слоев грунта

5.2. РАСЧЕТ ОСАДОК И КРЕНОВ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА КЛИНОВИДНОМ ОСНОВАНИИ

Фундамент полностью опирается на сжимаемый грунт, т.е.

$$\operatorname{tg} \alpha \leq 2H/b,$$

где α – угол наклона малосжимаемого грунта; H – толщина сжимаемого слоя грунта под центром фундамента; b – сторона прямоугольного фундамента, перпендикулярная ребру клина (рис. 5.3).

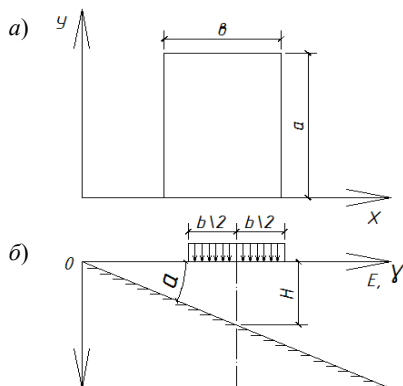


Рис. 5.3. Расчетная схема:
a – план; *б* – разрез

Осадка центра и крена вычисляется при следующих сочетаниях нагрузок:

- 1) $P = 1, M_x^0 = M_y^0 = 0;$
- 2) $P = 0, M_x^0 = 1; M_y^0 = 0;$
- 3) $P = 0, M_x^0 = 0; M_y^0 = 1.$

Осадка центра фундамента определяется по формуле

$$W_0 = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} \left(\bar{W}_{op} \frac{P}{\sqrt{ab}} + \bar{W}_{oy} \frac{M_y^0}{ab} \right),$$

где a – сторона фундамента, параллельная ребру клина; M_y^0 – момент относительно оси Y ; \bar{W}_{op} , \bar{W}_{oy} – коэффициенты, принимаемые по табл. 5.1 и 5.2.

Крен φ_y фундамента относительно оси X определяется по формуле

$$\varphi_y = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} \left(\bar{\varphi}_{yp} \frac{P}{ab} + \bar{\varphi}_{yy} \frac{M_y^0}{ab^2} \right),$$

а крен φ_x относительно оси Y – по формуле

$$\varphi_x = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} \bar{\varphi}_{xx} \frac{M_x^0}{a^2 b},$$

где M_y^0 , M_x^0 – моменты относительно осей Y и X ; $\bar{\varphi}_{yp}$, $\bar{\varphi}_{yy}$, $\bar{\varphi}_{xx}$ – коэффициенты, определяются по табл. 5.3, 5.4.

Таблица 5.1

H/b	α , град	\bar{W}_{op} при a/b									
		0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	4	6	8	10
0,5	10	0,661	0,864	0,965	1,023	1,059	1,120	1,117	1,081	1,053	1,026
	20	0,672	0,881	0,983	1,042	1,080	1,160	1,210	1,234	1,251	1,264
	45	0,561	0,733	0,826	0,885	0,925	1,023	1,092	1,123	1,143	1,157
1	10	0,838	1,183	1,388	1,524	1,620	1,849	1,963	1,983	1,981	1,971
	20	0,852	—	—	—	1,668	1,903	—	2,086	—	—
	45	0,819	1,150	1,345	1,474	1,566	1,791	1,935	1,991	2,023	2,043

Таблица 5.2

H/b	α , град	\bar{W}_{oy} при a/b									
		0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	4	6	8	10
0,5	10	0,072	0,123	0,156	0,179	0,196	0,239	0,267	0,277	0,282	1,026
	20	0,151	0,264	0,338	0,387	0,421	0,494	0,527	0,538	0,542	1,264
	45	0,692	1,023	1,205	1,319	1,396	1,568	1,634	1,681	1,692	1,157
1	10	0,023	0,044	0,062	0,076	0,087	0,120	0,144	0,154	0,160	0,163
	20	0,045	—	—	—	0,180	0,250	—	0,309	—	—
	45	0,149	0,281	0,387	0,470	0,534	0,709	0,822	0,862	0,882	0,894

Таблица 5.3

H/b	α , град	$\bar{\Phi}_{xy}$ при a/b									
		0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	4	6	8	10
0,5	10	6,657	8,297	9,128	9,614	9,929	10,609	10,950	11,048	11,088	11,104
	20	6,618	8,386	9,233	9,723	10,039	10,718	11,057	11,155	11,194	11,211
	45	4,528	5,603	6,159	6,500	6,727	7,234	7,500	7,579	7,616	7,628
1	10	7,372	9,718	10,966	11,739	12,262	13,461	14,123	14,338	14,437	14,489
	20	7,419	—	—	—	12,460	13,717	—	14,638	—	—
	45	7,210	9,435	10,612	11,345	11,845	13,007	13,663	13,978	13,977	14,030

Таблица 5.4

H/b	α , град	$\bar{\Phi}_{xx}$ при a/b									
		0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	4	6	8	10
0,5	10	16,100	14,326	12,600	11,039	9,936	6,313	3,531	2,401	1,797	1,425
	20	16,129	14,452	12,780	11,303	10,054	6,247	3,434	2,346	1,779	1,433
	45	19,008	10,963	8,866	7,398	6,330	3,623	1,987	1,376	1,056	0,860
1	10	16,378	15,308	14,237	13,212	12,266	8,811	5,485	3,935	3,048	2,477
	20	16,392	—	—	—	12,475	9,047	—	3,975	—	—
	45	16,345	15,174	14,015	12,928	11,911	8,405	5,119	3,648	7,827	2,305

Фундамент не будет иметь крена при смещении силы на величину

$$e_x = -b\bar{f}_{yp} / \bar{f}_{yy}.$$

При этом осадка фундамента

$$W = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} P \left(\bar{W}_{op} \frac{1}{\sqrt{ab}} - \bar{f}_{yp}^2 \frac{1}{a\bar{f}_{yy}} \right).$$

5.3. ПРОСТРАНСТВЕННАЯ ДЕФОРМАЦИЯ ПОВЕРХНОСТИ УПРУГОГО СЛОЯ ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНЫ

Задача рассмотрена С. М. Алейниковым и С. В. Икониним (О.Ф. и М.Г., 1990, № 5). Однородный упругий континуум D имеет форму пространственного клина $0 \leq x \leq \infty$, $-\infty \leq y \leq \infty$, $0 \leq z \leq xtg\alpha$ с центральным углом при ребре $0^\circ < \alpha < 90^\circ$. Требуется определить осадку поверхности S_2

$$w(x, y) = \iint_S w(x, y, \xi, \eta) p(\xi, \eta) d\xi d\eta;$$

$$\dot{w}(x, y, \xi, \eta) = \frac{1-\nu^2}{\pi E} \left[\frac{1}{R} - \frac{1}{R_1} \sum_{k=1}^4 a_k / \sqrt{(R/R_1)^2 + K^2 b^2} \right],$$

вывод который дан В. Г. Федоровским в (О.Ф. и М.Г., 1995, № 2). Здесь $w(x, y, \xi, \eta)$ – осадка поверхности S_2 в произвольной точке $N(x, y)$ от нормальной, приложенной в точке $M(\xi, \eta)$, единичной сосредоточенной силы;

$$R = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}; \quad R_1 = \sqrt{(x+\xi)^2 + (y-\eta)^2};$$

$a_k; b$ – табличные заданные коэффициенты, зависящие от a и ν .

Область F разбита n элементарных треугольных или четырехугольных фрагментов ΔF_j ($j = 1, 2, \dots, n$). В пределах каждого фрагмента введена локальная система координат l_1 и l_2 . Тогда

$$w(x, y) = \sum_{j=1}^n \iint_{\Omega_j} w(x, y, l_1, l_2) p(l_1, l_2) + \frac{D(\xi, \eta)}{D(l_1, l_2)} dl_1 dl_2.$$

где Ω_j – стандартный квадрат или симплекс для четырехугольного или треугольного фрагмента; $D(\xi, \eta)/D(l_1, l_2)$ – якобиан преобразования.

Результаты расчетов свидетельствуют о том, что у клина в отличие от полупространства наблюдается несимметричный характер деформирования поверхности.

Результаты отдельных расчетов приведены на рис. 5.4.

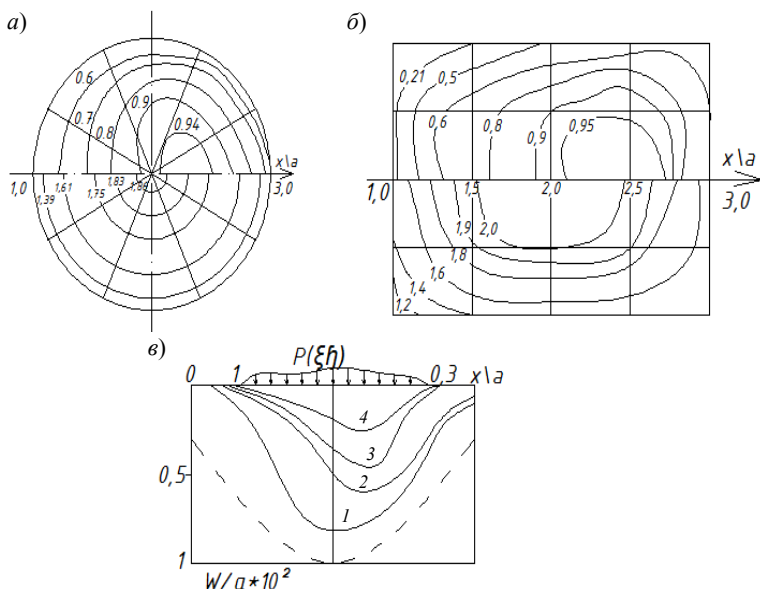


Рис. 5.4. Изолинии равных осадок поверхности основания под равномерно нагруженной площадкой при $\nu = 0,25$; $L/2a = 2$; $p(\xi; \eta) = 0,1$ МПа: *a* – круглой; *б* – квадратной (верхняя половина – для клина с углом $\alpha = 30^\circ$, нижняя – для полупространства); *в* – эпюры осадок поверхности основания под эллиптической площадкой с распределенной нагрузкой (кривые 1 – 4 соответствуют значениям угла α при ребре клина 5, 15, 30 и 60°)

Вялов С. С., Бугров А. К., Цеева А. Н. (1989) исследовали напряженное деформированное состояние неоднородного наклонно-слоистого напластования с чередующимися прочными и слабыми (после оттаивания) слоями, сложенными песчаниками, аргалитами и каменным углем (О.Ф. и М.Г., 1989, № 2). Аргалиты и уголь подвержены выветриванию до глубины 30 м и более. При оттаивании они распадаются на мелкие плитки и обломки с уменьшением прочности до 6 раз и возрастанием деформативности до 4 раз.

Для описания упругопластических деформаций принята модель Друккера–Прагера, основанная на представлении грунта в виде идеально упругопластического тела Прандтля. Нелинейная диаграмма аппроксимирована двумя линейными отрезками. Грунт представляется сплошной средой, линейно-деформируемой в допредельном состоянии и переходящей в предельное в соответствии с условием Кулона–Мора. Учитывают возможность разуплотнения (дилатансии) оттаянного полускального грунта в результате сдвиговых деформаций.

Задача решена для стабилизированного состояния оттаявшего основания. Алгоритм решения смешанной задачи основан на использовании численного метода конечных элементов (рис. 5.5) и процедуры метода нагружения по нагрузке (для гибкого штампа) или по осадке (для жесткого штампа). Расчеты выполнены для разных углов падения α и толщины b слабого грунта и при различном расстоянии a от края нагруженной полосы до места выхода слабого слоя на поверхность.

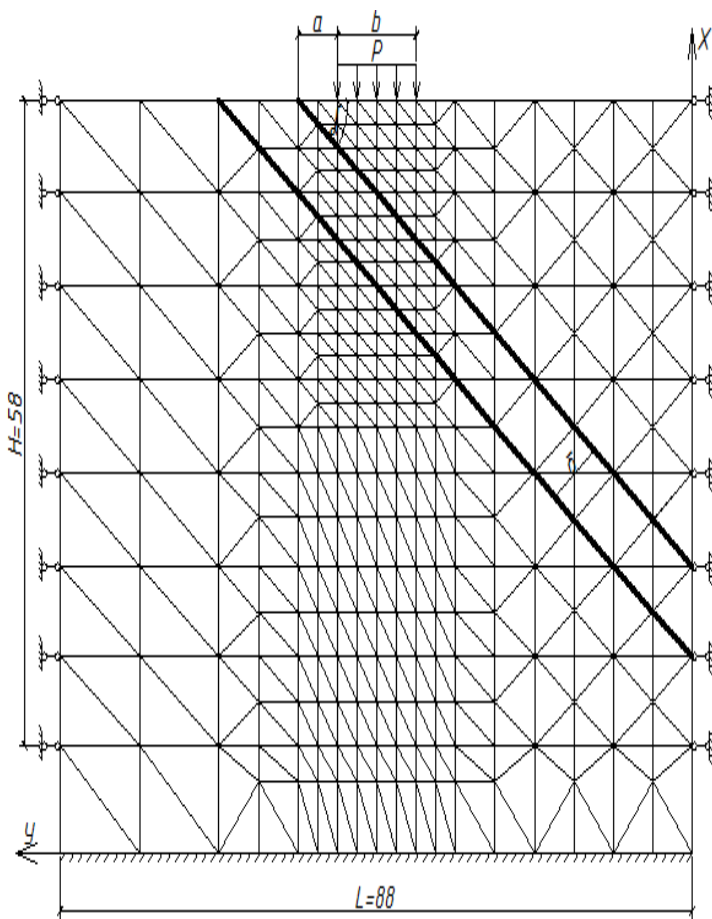


Рис. 5.5. Геометрические размеры, сетка разбивки на элементы и граничные условия задачи: слабый слой, залегающий под углом α к горизонту, выделен жирными линиями

Наличие наклонного слабого слоя коренным образом меняет напряженное и деформированное состояние оснований. Изолинии вертикальных смещений асимметричны и их максимум смещается в сторону падения слабого слоя (рис. 5.6, а), а максимальное горизонтальное смещение наблюдается в слабом слое вблизи от нагруженной полосы (рис. 5.6, б). Максимальные напряжения и деформации накапливаются в слабом слое (рис. 5.6, в). С ростом нагрузки концентрация напряжений в слабом слое увеличивается (рис. 5.6, г).

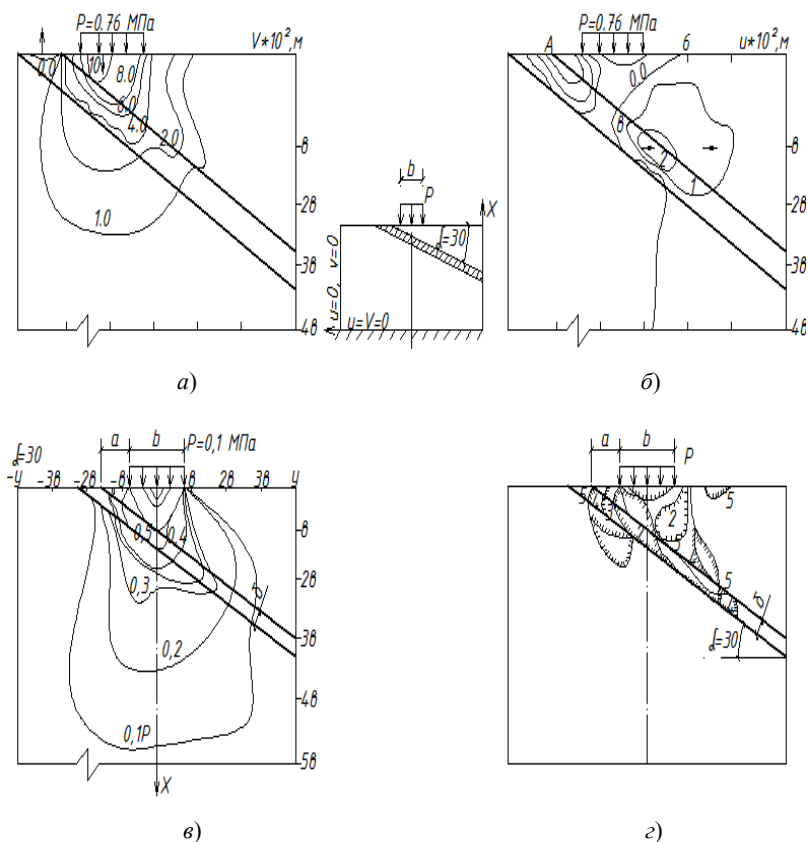


Рис. 5.6. Изолинии вертикальных (а, в) и горизонтальных (б) смещений неоднородного основания с наклонным слабым слоем; формирование зон предельного равновесия в неоднородном основании с наклонным слабым слоем при различных (2...5) значениях нагрузки (г)

Выбор происходит в зоне выхода слабого слоя на свободную поверхность. Наблюдается также смещение слабого вверх и вниз по падению, увеличение осадок по сравнению с осадками основания с горизонтально залегающим слабым слоем (см. рис. 5.6, з).

Ортотропные плиты на упругом основании переменной толщины. Методика расчета изложена в [1], рис. 5.7.

Дифференциальное уравнение изогнутой поверхности плиты, опирающейся на упругом слое переменной толщины:

$$D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_3 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) - p(x, y),$$

где $q(x, y)$ – интенсивность внешней нагрузки; $p(x, y)$ – интенсивность реактивного давления; $w(x, y)$ – вертикальное перемещение срединной плоскости плиты;

$$D_1 = \frac{E_1 h^3}{12(1-\nu_1 \nu_2)}, \quad D_2 = \frac{E_2 h^3}{12(1-\nu_1 \nu_2)}, \quad D_k = \frac{G h^3}{12} - D_3 = D_1 \nu_2 + 2D_k$$

жесткости изгиба и кручения для главных направлений упругости; $E_1, E_2, \nu_1, \nu_2, G$ – модули Юнга, коэффициенты Пуассона и модуль сдвига для главных направлений; $E_1 \nu_2 = E_2 \nu_1$; h – толщина плиты.

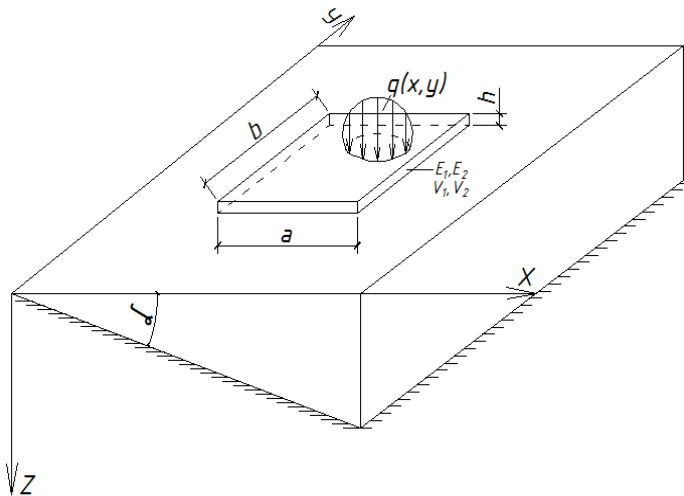


Рис. 5.7. Расчетная схема для ортотропной прямоугольной плиты на упругом слое переменной толщины

Вертикальное перемещение при отсутствии трещин

$$w(x, y) = \bar{w}(x, y) + A + Bx + Cy = \frac{1 - \nu_0^2}{\rho E_0} \iint_S w(x, y, \xi, \eta) p(\xi, \eta) d\xi d\eta,$$

где A, B, C – параметры перемещения плиты как жесткого целого.

Функция $w(x, y, \xi, \eta)$ принята в виде

$$w(x, y, \xi, \eta) = \frac{1 - \nu_0}{2\pi G_0} \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R_1} \sum_{k=1}^4 \frac{a_k}{\sqrt{(R/R_1)^2 + (k\lambda)^2}} \right),$$

где $R = \sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}$; $R_1 = \sqrt{(x + \xi)^2 + (y - \eta)^2}$; $G_0 = E_0/2(1 + \nu_0)$ – модуль сдвига грунта, где λ и a_k ($k = 1 \dots 4$) – коэффициенты, определяемые методом наименьших квадратов (см. [1]).

Граничные условия для прямоугольной плиты относительно функции прогиба могут быть записаны в виде:

при $x = 0, x = a$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0; \quad \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \varepsilon_2 \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = 0;$$

при $y = 0, y = b$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0; \quad \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \varepsilon_1 \frac{\partial w^3}{\partial x^2 \partial y} = 0;$$

при $x = 0, y = 0; x = 0, y = b; x = a, y = 0; x = a, y = b$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0.$$

Здесь $\varepsilon_1 = (D_3 + 2D_k) / D_2$, $\varepsilon_2 = (D_3 + 2D_k) / D_1$.

Системы уравнений равновесия для плиты, загруженной равномерно распределенной нагрузкой:

$$\begin{aligned} \iint_S p(\xi, \eta) d\xi d\eta &= \iint_F q(\xi, \eta) d\xi d\eta; \\ \iint_S p(\xi, \eta) \xi d\xi d\eta &= \iint_F q(\xi, \eta) \xi d\xi d\eta; \\ \iint_S p(\xi, \eta) \eta d\xi d\eta &= \iint_F q(\xi, \eta) \eta d\xi d\eta, \end{aligned}$$

где S – область контакта плиты и основания; F – область действия внешней распределенной нагрузки.

Распределение силовых факторов в плите находятся на основании конечно-разностной аппроксимации известных зависимостей:

$$\begin{aligned}
 M_x &= -D_1 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \\
 M_y &= -D_2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right); \\
 M_{xy} &= -2D_k \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}; \\
 N_x &= -\frac{\partial}{\partial x} \left(D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_3 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \\
 N_y &= -\frac{\partial}{\partial y} \left(D_3 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right).
 \end{aligned}$$

Прогибы находятся из следующих соображений:

$$\begin{aligned}
 [H]\{w\} &= \{q\} - \{p\}; \\
 \{w\} &= [B]\{p\}; \\
 [B] &= \|\delta_{ij}\|; \quad \delta_{ij} = \int_{F_j} \int w(x_i, y_i, \xi, \eta) d\xi d\eta; \\
 [V]\{w\} &= \{p\}; \\
 \{w\} &= [\Sigma]^{-1}\{q\}, \quad [\Sigma] = [H] + [B]^{-1},
 \end{aligned}$$

здесь $[H]$ – матрица дифференциального оператора относительно вектора прогибов; $\{w\}$, $\{q\}$ и $\{p\}$ – векторы внешней нагрузки и реактивного давления; $[B]$ – матрица влияния; $[v] = [B]^{-1}$ – матрица жесткости упругого основания; δ_{ij} – вертикальные перемещения поверхности упругого слоя в точке (x_i, y_i) , совпадающей с центром тяжести i -го элемента от единичной нагрузки, равномерно распределенной по области j -го элемента.

Вычисление элементов матрицы $[B]$ является наиболее трудоемкой работой и осуществляется численно-аналитическим способом.

Задачи о действии нагрузки на основание переменной толщины рассматривали: А. И. Лурье, Б. З. Брачковский (1941); О. Я. Шехтер, М. И. Бронштейн (1970). В. В. Реут, Л. Я. Тихоненко (1980), В. С. Саркисян, В. К. Аветикян (1987), В. Г. Федоровский, И. А. Онопа (1985) и др.

5.4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ МОДЕЛЕЙ

Опыт проводили с жестким шероховатым штампом диаметром 125 мм на воздушно-сухом песчаном основании, послойно уплотненным до $\rho = 1,56 \text{ г/см}^3$ (рис. 5.8).

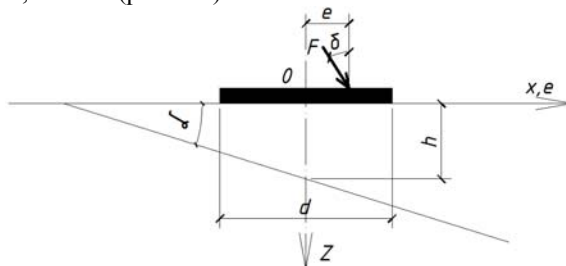


Рис. 5.8. Схема нагружения штампа

В качестве жесткого подстилающего слоя принимали металлический диск толщиной 20 см, диаметром 500 мм, с шероховатой внешней поверхностью. Нагрузки на штампы передавали рычагом.

В опытах изменяли угол наклона грани клина ($0, 10, 20$ и 30°), относительную толщину сжимаемого слоя под центром штампа ($\lambda = h/d = 0; 0,5; 1,0$ и $1,5$), относительный эксцентриситет приложения нагрузки ($e_{ox} = e_x / R = \pm 0; \pm 0,125; \pm 0,25; \pm 0,5$), угол наклона нагрузки к вертикали ($\delta = 0; \pm 7^\circ 30'; \pm 15^\circ; \pm 22^\circ 30'$). Коэффициент трения песка о диск по опытам на плоский сдвиг при $F = \text{const}$ и ступенчато возрастающей до сдвига штампа горизонтальной нагрузке примерно равен $0,5$. Узел крепления рычага мог смещаться в вертикальном и горизонтальном направлениях. Это давало возможность устанавливать штамп в каждом опыте в середине лотка. Повторность опытов в отдельных случаях достигала четырех.

Подробные результаты экспериментов описаны в [42].

Величины разрушающих нагрузок. Для вышеуказанных интервалов изменения параметров определена зависимость $F_u = F_u(\lambda, \alpha, e, \delta)$. Наибольшие величины нагрузок получены с уменьшением λ и при направлении силы навстречу склону (для $\delta = 15^\circ$) (рис. 5.9).

Осадка штампа. Осадка возрастала с увеличением λ и α . При положительных эксцентриситетах осадки были больше, чем при отрицательных.

Горизонтальные перемещения штампа при наклонном подстилающем слое. Осредненные результаты двух опытов приведены в табл. 5.5 и рис. 5.9, б.

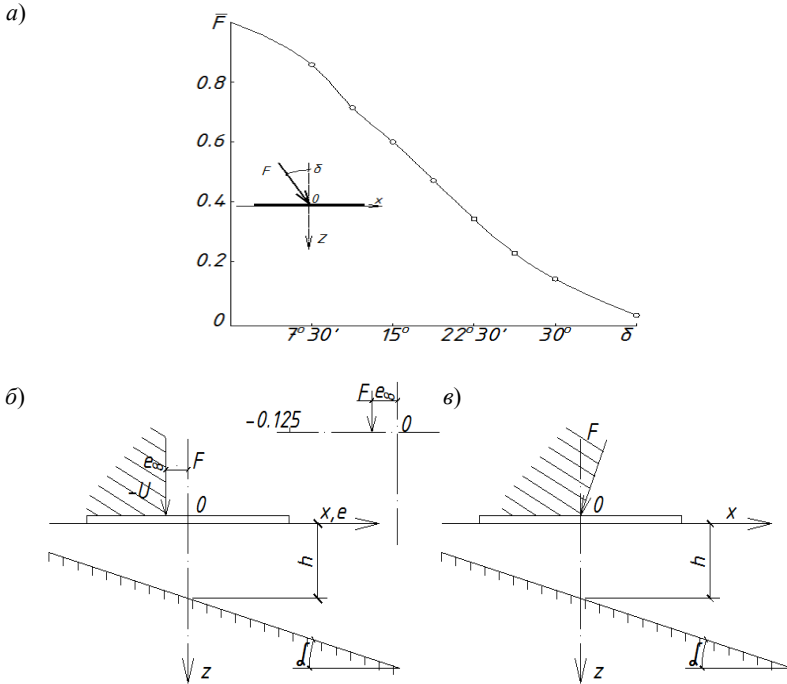


Рис. 5.9. Влияние угла наклона нагрузки на несущую способность основания:

a – направление горизонтальных перемещений при вертикальной внецентренной нагрузке; *б* – наклонной центральной

Таблица 5.5

$F, \text{ кН}$	$u, \text{ мм} \times 10^{-2}, \text{ при } \lambda \text{ и } \delta, \text{ град}$								
	0,5			1,0			1,5		
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
$e_0 = \delta = 0$									
0,2	8	12	17	3	7	11	3	5	8
0,4	20	38	50	14	23	33	10	17	22
0,6	39	62	71	22	46	51	19	34	61
0,8	50	94	110	45	68	98	34	50	59
1,0	73	129	163	59	104	141	46	91	93
1,2	115	150	250	100	134	223	85	133	146

Продолжение табл. 5.5

F, кН	$u, \text{мм} \times 10^{-2}, \text{ при } \lambda \text{ и } \delta, \text{ град}$								
	0,5			1			1,5		
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
$e_0 = 0,25; \delta = 0$									
0,2	15	20	34	20	24	39	12	31	52
0,3	28	35	53	31	42	65	24	53	80
0,4	37	57	75	43	64	93	41	78	113
0,5	53	80	105	60	93	129	62	105	152
0,6	74	105	137	85	128	186	87	147	201
$e_0 = 0,25; \delta = 0$									
0,2	22	22	30	28	30	39	25	33	
0,3	34	39	50	35	46	53	35	49	
0,4	50	53	71	49	65	75	50	72	
0,5	67	72	97	67	84	105	80	93	—
0,6	106	100	122	95	115	130	103	103	
0,7	188	143	100	133	148	173	135	163	
0,8	160	210	235	138	185	204	175	202	
$\alpha = e_0 = 0; \delta = 15^\circ$									
0,2		27			30		35		
0,3	—	63	—	—	68	—	75	—	—
0,4		115			126		149		
0,5		213			242		231		

Направление горизонтальных перемещений. В опытах при $\lambda = 0,5, \delta = 10$ и $20^\circ, e_0 = -0,125$ штамп смещался в отрицательном направлении оси X (рис. 5.8). Тогда $u \approx 0$ при $e_{00} = -0,125 + 0$. Горизонтально-го перемещения не было и при некотором положительном угле δ . При силе против часовой стрелки штамп смещается в отрицательном направлении оси X , по часовой – в положительном. Для $\lambda = 0,5, \alpha = 10^\circ$ и $\delta = 5^\circ, u = 0$.

Выделим характерные случаи направления перемещения:

1. $e_0 = \delta = 0, e_0 \neq 0, u_1$ – направлено в сторону эксцентриситета;
2. $\delta = e_0 = 0, \alpha > 0, u_2 > 0$;
3. $\delta = 0, \alpha > 0, e_0 > e_{00}, u_3 > 0$;

4. $\delta = 0$, $\alpha > 0$, $e_0 < e_{00}$, $u_4 < 0$;

5. $\delta = e_0 = 0$, $\delta \neq 0$, u_5 – направлено вдоль горизонтальной проекции силы;

6. $\alpha > 0$, $e_0 = 0$, $\delta < \delta_0$, $u_6 > 0$;

7. $\alpha > 0$, $e_0 = 0$, $\delta > \delta_0$, $u_7 > 0$.

Влияние знака нагрузки на перемещения штампа. Крены и горизонтальные перемещения при положительных эксцентриситетах (i_+ , u_+) во всех опытах больше, чем при отрицательных (i_- , u_-). Перемещения при отрицательных углах δ во всех опытах были больше, чем при положительных.

В таблице 5.6 приведены осредненные результаты опытов при $\bar{F} \leq 0,8$.

Таблица 5.6

δ , град	e_0	λ								
		0,5			1,0			1,5		
		α , град								
		10	20	30	10	20	30	10	20	30
i_+ / i_-										
	0,125	1,20	1,32	1,50	1,10	1,24	1,35	1,05	1,10	1,18
	0,25	1,25	1,40	2,34	1,15	1,35	1,46	1,07	1,21	1,26
u_+ / u_-										
	0,125	хх	х	х	х	1,48	2,50	1,10	1,30	2,00
	0,25	1,56	1,93	4,41	1,33	1,63	3,89	1,10	1,37	2,04
S_- / S_+										
15°	–	1,35	2,05	3,60	1,15	1,38	1,65	1,00	1,19	1,30
22°30'	–	1,05	1,30	1,44	1,00	1,10	1,18	1,10	1,00	1,15
u_- / u_+										
15°	–	1,72	1,19	хх	1,55	1,64	2,15	1,28	1,41	1,71
22°30'	–	2,13	9,00	7,50	1,00	1,15	1,35	1,00	1,00	1,10

Примечание: хх – горизонтальные перемещения равны нулю для всего интервала нагружения; х – то же, до $F = 0,4$ кН.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ



Приведены современные проблемы фундаментостроения и теории сооружений; районирование территории на анализе геологических, гидрогеологических условий. Наличие эксплуатируемых объектов позволяет выделить благоприятные, условно благоприятные и неблагоприятные территории для строительства, обеспечить безопасное и экономически эффективное освоение подземного пространства.

В монографии показаны методы освоения подземного пространства. Это касается строительства подземных сооружений и частей зданий. Рассмотрены вопросы влияния строящихся зданий на существующие окружающие, защиты котлованов и конструкций от давления грунтов, подземных вод, агрессивных сред.

В процессе отрывки котлованов, устройства фундаментов, возведения и эксплуатации зданий происходят изменения физико-механических свойств грунтов и напряженного состояния массива. Необходимо прогнозировать эти изменения и учитывать их в расчетах.

Механические характеристики грунтов наиболее всесторонне определяются в приборах трехосного сжатия. Исследованы влияния траектории нагружения, соотношения девиаторной и шаровой частей тензора напряжений, начальной плотности и влажности, граничных условий, длительности нагружения, уровня нагрузки, процессов упрочнения (глинистых грунтов) и др. Проанализированы процессы дилатансии, разрыхления, пластического течения, разрушения и т.п.; результаты трехосных испытаний и их практическая реализация.

Рассмотрены учет реологических свойств грунтовых оснований и железобетона фундаментов; модели грунтовых оснований зданий и сооружений, от которых зависит эффективное и надежное проектирование зданий и сооружений. Большое внимание уделено учету совместной работы основания, фундамента и здания. В связи с высоким строительством и возведением зданий в сложных инженерно-геологических условиях рассмотрено применение плитных фундаментов. Продемонстрировано совершенствование методов проектирования, которое тесно связано с теоретическими разработками в области механики грунтов, железобетона и теории сооружений.

В монографии приведена ссылка на требования к безопасности зданий и сооружений в техническом регламенте (Федеральный закон № 384-ФЗ) и многочисленную литературу по строительству на набухающих, вечномерзлых, слабых водонасыщенных, насыпных и других грунтах, которую в данной книге рассмотреть не представляется возможным. В то же время приведенные подходы к решению сложных задач фундаментостроения помогут более обоснованно, эффективно и надежно решать другие.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Алейников, С. М.** Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований : монография / С. М. Алейников. – М. : АСВ, 2000. – 754 с.

2. **Алейников, С. М.** Численный расчет ортотропных плит на упругом основании переменной толщины / С. М. Алейников, Н. Н. Некрасова ; под ред. В. М. Алексеева // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях : межвуз. сб. научн. тр. ; Воронеж инж.-строит. ин-т. – 1992. – С. 22 – 31.

3. **Алексеев, В. М.** Проектирование оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений : учебное пособие / В. М. Алексеев, П. И. Калугин. – Воронеж : ВГУ, 1997. – 432 с.

4. **Антонов, В. М.** Расчет и проектирование оснований и фундаментов: учебное пособие / В. М. Антонов. – Тамбов : ТГТУ, 2000. – 64 с.

5. **Барбакадзе, В. Ш.** Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах / В. Ш. Барбакадзе, С. Мураками. – М. : Стройиздат, 1989. – 472 с.

6. **Барвашов, В. А.** Об учете уровня подземных вод при расчете осадок оснований фундаментов / В. А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 1. – С. 30–31.

7. **Бартоломей, А. А.** Расчет осадок ленточных свайных фундаментов : учебное пособие / А. А. Бартоломей. – М. : Стройиздат, 1972. – 128 с.

8. **Берлинов, М. В.** Основания и фундаменты / М. В. Берлинов. – М. : АСВ, 2011. – 234 с.

9. **Болдырев, Г. Г.** Методы определения свойств грунтов : монография / Г. Г. Болдырев. – Пенза : ПГУАС, 2008. – 696 с.

10. **Бондоренко, В. М.** Железобетонные и каменные конструкции : учеб. для строит. спец. Вузов / В. М. Бондоренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко, В. И. Римшин ; под ред. В. М. Бондоренко. – 5-е изд., стер. – М. : Высшая школа, 2008. – 887 с.

11. **Бондаренко, В. М.** Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

12. **Боровских, А. В.** Силовое сопротивление пространственных железобетонных конструкций в условиях эксплуатации : монография / А. В. Боровских. – М. : АСВ, 2011. – 280 с.

13. **Босаков, С. В.** Изгиб балок вблизи откоса / С. В. Босаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 2. – С. 26 – 28.

14. **Босаков, С. В.** Применение способа Б. Н. Жемочкина к расчету изгибаемых плит на упругом основании / С. В. Босаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 2. – С. 11 – 13.

15. **Бугров, А. К.** Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А. К. Бугров, Р. М. Нарбут, В. П. Синидин. – Л. : Стройиздат, 1987. – 185 с.

16. **Власов, В. З.** Балки, плиты и оболочки на упругом основании : монография / В. З. Власов, Н. Н. Леонтьев. – М. : Физматиз, 1960. – 341 с.

17. **Вялов, С. С.** Реологические основы механики грунтов / И. А. Вялов. – М. : Высшая школа, 1978. – 447 с.

18. **Ганичев, И. А.** Устройство искусственных оснований фундаментов / И. А. Ганичев. – М. : Стройиздат, 1981. – 543 с.

19. **Гарагаш, Б. А.** Надежность пространственных регулируемых систем «основание – сооружение» при неравномерных деформациях основания : в 2-х т. / Б. А. Гарагаш. – М. : АСВ, 2012. – Т. I. – 416 с. ; Т. II. – 472 с.

20. **Голубков, В. Н.** Полевые исследования развития деформаций в основаниях козловых и пирамидальных свай / В. Н. Голубков, Ю. Ф. Тугаенко, С. Е. Демчук // Основания и фундаменты. – Киев : Будівельник, 1975. – С. 44 – 48.

21. **Гольдштейн, М. Н.** Механические свойства грунтов / М. Н. Гольдштейн. – М. : Стройиздат, 1979. – 304 с.

22. **Горбунов-Посадов, М. И.** Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – 3-е изд. – М. : Стройиздат, 1984. – 679 с.

23. **Гордеев, В. Н.** Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В. Н. Гордеев и др. – М. : АСВ, 2007. – 476 с.

24. **Долматов, Б. И.** Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б. И. Долматов, Н. Н. Морарескул, Б. Г. Науменко. – М. : Высшая школа, 1986. – 239 с.

25. **День Дауэнь.** Усовершенствования методов расчета балок на упругом основании // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 3. – С. 24 – 26.

26. **Жемочкин, Б. Н.** Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Синицын. – М. : Стройиздат, 1962. – 216 с.

27. **Жилые** и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора / под ред. : Ю. А. Дыховичного, В. И. Колчунова. – М. : Издательский дом АСВ, 2011. – Т. II. – 400 с.

28. **Завриев, К. С.** Расчеты фундаментов мостовых опор глубоко-го заложения : учебное пособие / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро. – М. : Транспорт, 1970. – 215 с.

29. **Зарецкий, Ю. К.** Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю. К. Зарецкий. – М. : Стройиздат, 1988. – 352 с.

30. **Зоценко, Н. Д.** Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений / Н. Д. Зоценко, А. В. Яковлев. – Киев : Будевельник, 1986. – 194 с.

31. **Иванов, П. Л.** Грунты основания гидротехнических сооружений / П. Л. Иванов. – М. : Высшая школа, 1985. – 352 с.

32. **Исследования** несущей способности фундаментов из свай и оболочек / под ред. Н. М. Глотова // Тр. ЦНИИСа. – 1969. – Вып. 66. – 192 с.

33. **Карпенко, Н. И.** Общие модели механики железобетона : монография / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 208 с.

34. **Карпенко, Н. И.** Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – № 5. – С. 10 – 16.

35. **Карпенко, Н. И.** Теория деформирования железобетона с трещинами : монография / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1976. – 208 с.

36. **Клепиков, С. Н.** Взаимодействие балки с нелинейно-неупругим неоднородным основанием во всем диапазоне нагружения / С. Н. Клепиков, Я. Е. Слободян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 4. – С. 22 – 24.

37. **Климанов, В. И.** Конические фундаменты-оболочки / В. И. Климанов, А. Г. Литвиненко, В. Д. Ковалева. – М. : Стройиздат, 1988. – 129 с.

38. **Коренев, Б. Г.** Вопросы расчета балок и плит на упругом основании : монография / Б. Г. Коренев. – М. : Госстройиздат, 1954. – 231 с.

39. **Коренев, Б. Г.** Расчет плит на упругом основании : учебное пособие / Б. Г. Коренев. – М. : Госстройиздат, 1962. – 350 с.

40. **Костерин, Э. В.** Основания и фундаменты : учебник / Э. В. Костерин. – М. : Высшая школа, 1978. – 375 с.

41. **Крашенинникова, Г. В.** Расчет балок на упругом основании конечной глубины / Г. В. Крашенинникова. – М.–Л. : Энергия, 1964. – 100 с.

42. **Крутов, В. И.** Фундаменты мелкозаложенного : учебное пособие / В. И. Крутов, Е. А. Сорочан, В. А. Ковалев – М. : Издательский центр «АВС», 2009. – 232 с.

43. **Кудзис, А. П.** Железобетонные и каменные конструкции. 4.2. Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений / А. П. Кудзис. – М. : Высшая школа, 1989. – 264 с.

44. **Кушнер, С. Г.** Расчет деформаций оснований зданий и сооружений : монография / С. Г. Кушнер. – Запорожье : ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.

45. **Леденев, В. В.** Плиты и плитные фундаменты. Расчет и проектирование : учебное пособие / В. В. Леденев, А. В. Худяков. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 80 с.

46. **Леденев, В. В.** Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж, ВГУ, 1990. – 224 с.

47. **Леденев, В. В.** Теоритические основы механики деформирования и разрушения : монография / В. В. Леденев, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов : ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

48. **Леденев, В. В.** Экспериментальное исследование оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж, ВГУ, 1985. – 156 с.

49. **Луга, А. А.** Глубокие локальные сдвиги устоев мостов / А. А. Луга // Исследования несущей способности фундаментов из свай и оболочек. Тр. ЦНИИСа. – М. : Транспорт, 1969. – Вып. 66. – С. 124 – 140.

50. **Макаров, Б. П.** Расчет фундаментов сооружений на случайном неоднородном основании при ползучести / Б. П. Макаров, Б. Е. Кочетков. – М. : Стройиздат, 1987. – 256 с.

51. **Маликова, Т. А.** Совместный расчет фундаментной плиты и надфундаментных конструкций элеваторных сооружений конечной жесткости на закарстованном основании / Т. А. Маликова, Е. З. Битянский, Ю. Ю. Чинилин // Тр. ин-та НИИ оснований и подземных сооружений. – 1985. – Вып. 84. – С. 89 – 110.

52. **Малышев, М. В.** Механика грунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах) : учебное пособие / М. В. Малышев, Г. Г. Болдырев. – М. : АСВ, 2004. – 328 с.

53. **Малышев, М. В.** Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М. : Стройиздат, 1980. – 136 с.

54. **Мариупольский, Л. Г.** Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов / Л. Г. Мариупольский. – М. : Стройиздат, 1989. – 199 с.

55. **Маслов, Н. Н.** Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н. Н. Маслов. – М. : Высшая школа, 1982. – 511 с.

56. **Механика** грунтов, основания и фундаменты : учебник / С. Б. Ухов и др. – М. : АСВ, 1994. – 524 с.

57. **Мурзенко, Ю. Н.** Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю. Н. Мурзенко. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд., 1989. – 135 с.

58. **Насонов, С. Б.** Руководства по проектированию и расчету строительных конструкций. В помощь проектировщику / С. Б. Насонов. – М. : АСВ, 2013. – 816 с.

59. **Основания, фундаменты и подземные сооружения** / М. И. Горбунов-Посадов и др. // под. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.

60. **Перлей, Е. М.** Свайные фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции действующих предприятий / Е. М. Перлей, В. Ф. Рают, В. В. Беленькая, А. Н. Алмазов. – Л. : Стройиздат, 1989. – 176 с.

61. **Петрухин, В. А.** Расчет основания и фундаментов башни на участке № 3-3 ММДЦ «Москва-Сити» / В. А. Петрухин, О. Шулятьев, С. Безволев, Н. Боков // Высотные здания. – 2011. – М. – С. 104 – 113.

62. **Пилягин, А. В.** Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений : учебное пособие / А. В. Пилягин. – М. : АСВ, 2005. – 248 с.

63. **Плевков, В. С.** О назначении размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов / В. С. Плевков, А. И. Полищук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 10 – 13.

64. **Пособие** по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83) // НИИОСП им. Н. М. Герсеева. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.

65. **Программное** обеспечение исследований по механике грунтов и фундаментостроению / Дж. У. Э. Маллиган, Дж. Т. Хоулсби, Ю. Ониси и др. ; под ред. Лиховцева. – М. : Стройиздат, 1991. – 528 с.

66. **Проектирование** и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П. Ф. Дроздов, М. И. Додонов, Л. Л. Паньшин, Р. Л. Соруханян ; под ред. П. Ф. Дроздова. – М. : Стройиздат, 1986. – 351 с.

67. **Пшеничкин, А. П.** Вероятностный расчет зданий массовой застройки на неоднородно-деформируемых основаниях / А. П. Пшеничкин, Б. А. Гарагаш. – Волгоград : ВПИ, 1974. – С. 27 – 55.

68. **Пшеничкин, А. П.** Практический метод расчета конструкций на стохастическом основании. Надежность и долговечность строительных конструкций / А. П. Пшеничкин. – Волгоград : ВПИ, 1974. – С. 6 – 25.

69. **Рекомендации** по комплексному изучению и оценке строительных свойств грунтов / ПНИИС Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1984. – 212 с.

70. **Рекомендации** по расчету осадок и кренов прямоугольных фундаментов на клиновидном основании. – М. : Стройиздат, 1985. – 24 с.

71. **Рекомендации** по расчету оснований фундаментов с наклонной подошвой. – М. : НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, 1983. – 25 с.

72. **Рекомендации** по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1988. – 120 с.

73. **Ржаницын, А. Р.** Строительная механика : учебное пособие / А. Р. Ржаницын. – М. : Высшая школа, 1982. – 400 с.

74. **Руководство** по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. – М. : Стройиздат, 1989. – 269 с.

75. **Сапожников, А. И.** Особенности работы балок на упругом основании / А. И. Сапожников, С. М. Григорьев, Н. В. Купчикова // Изв. вузов. Строительство. – 2011. – № 10. – С. 99 – 107.

76. **Саурин, А. Н.** Основание и фундаменты промышленных и гражданских зданий. Проектирование системы «основание–фундаментов» : учебное пособие : в 2-х ч. / А. Н. Саурин, В. В. Михайлов. – Липецк : ЛПГУ, 2010. – Ч. II. – 236 с.

77. **Семенов, П. К.** К расчету нелинейно упругих плит, взаимодействующих с нелинейным неоднородным основанием / П. К. Семе-

нов, Ф. С. Селиванов, А. А. Петрушенков // Сб. материалов XII Международ. науч.-практ. конф. «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии» (30 июня – 2 июля 2011). – Тула ТГУ, 2011. – С. 69–70.

78. **Смородинов, М. И.** Устройство сооружений и фундаментов способов «стена в грунте» / М. И. Смородинов, Б. С. Федоров. – М. : Стройиздат, 1986. – 216 с.

79. **Снитко, Н. К.** Строительная механика : учебник / Н. К. Снитко. – М. : Высшая школа, 1980. – 431 с.

80. **СП 22.13330.2011** (актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*) Основания зданий и сооружений. – М. : ОАО ЦПП, 2011. – 160 с.

81. **СП 24.13330.2011** (актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85) Свайные фундаменты. – М. : ОАО ЦПП, 2011. – 85 с.

82. **СП 50-101-2004.** Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.

83. **Тер-Мартirosян, З. Г.** Реологические параметры грунтов и расчет оснований сооружений / З. Г. Тер-Мартirosян. – Л. : Стройиздат, 1990. – 200 с.

84. **Тетиор, А. Н.** Пространственные конструкции фундаментов / А. Н. Тетиор. – Киев : УМКВО, 1988. – 258 с.

85. **Тетиор, А. Н.** Фундаменты : учебное пособие / А. Н. Тетиор. – М. : Издательский центр «Академия», 2010 – 400 с.

86. **Фадеев, А. Б.** О допустимых деформациях основания плитных фундаментов / А. Б. Фадеев, В. К. Иноземцев, В. А. Лукин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – № 2. – С. 14 – 16.

87. **Федоровский, В. Г.** Расчет свай и свайных кустов на горизонтальную нагрузку по модели линейно-деформируемого полупространства / В. Г. Федоровский, С. В. Курилин, Н. А. Кулаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 4. – С. 20 – 23.

88. **Фидаров, М. И.** Основание и прерывистые фундаменты / М. И. Фидаров. – Орджоникидзе : Издательский центр «Ир», 1973. – 168 с.

89. **Фидаров, М. И.** Проектирование и возведение прерывистых фундаментов / М. И. Фидаров. – М. : Стройиздат, 1986. – 156 с.

90. **Шапиро, Д. М.** Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники : монография / Д. М. Шапиро. – Воронеж : ИПЦ «Научная книга», 2012. – 164 с.

91. **Шейнин, В. И.** Алгоритм и программа инженерного расчета осадок фундаментных плит с учетом неравномерности нагрузки на основание и неоднородности массива / В. И. Шейнин, Е. П. Сирина, С. А. Артемов, А. В. Фаваров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 5. – С. 2 – 7.

92. **Шматков, С. Б.** О нелинейной расчетной модели системы «Фундаментная плита – основание» / С. Б. Шматков, И. В. Крейлис // Основания, фундаменты и механика грунтов. – С. 27–28.

93. **Эстрин, М. И.** Расчет балок на упругом основании со случайным коэффициентом постели / М. И. Эстрин, С. Н. Раскатов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1977. – № 1.


Дополнительная литература

94. **Рекомендации** по расчету осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния вновь пристраиваемых зданий и сооружений // Харьковский Промстройниипроект. – М. : Стройиздат, 1987. – 104 с.

95. **Рекомендации** по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной городской застройки // Правительство Москвы. МосКомархитектура. – М., 1999. – 55 с.

96. **Сорочан, Е. А.** Фундаменты промышленных зданий : учебное пособие / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ



ВВЕДЕНИЕ	3
1. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ	4
1.1. Состав инженерно-геологических изысканий	4
1.2. Размеры и форма частиц	5
1.3. Физические характеристики грунтов	7
1.4. Сжимаемость грунтов	12
1.5. Прочность грунтов	15
1.6. Физико-химические основы микрореологии	23
1.7. Методы решения задач механики грунтов	29
2. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	40
2.1. Рациональные конструкции фундаментов	40
2.2. Оптимизация стоимости плит ленточных фундаментов ...	42
2.3. Фундаменты на промежуточной подготовке	45
2.4. Фундаменты с наклонной подошвой	46
2.5. Расчет несущей способности пирамидальных свай на действие вертикальных нагрузок	54
2.6. Расчет несущей способности пирамидальных свай на действие горизонтальной силы	60
2.7. Фундаменты на уплотненных слабых грунтах	62
2.8. Расчет фундаментов из забивных блоков	65
2.9. Фундаменты с уплотненным несущим слоем	68

2.10. Учет бокового отпора грунта	70
2.11. Фундаменты с анкерами	72
2.12. Бутонабивные фундаменты с уширением	75
2.13. Учет гибкости свайного фундамента при расчете на внецентренную нагрузку	80
2.14. Односвайные фундаменты	82
2.15. Жесткие сваи с консолью	84
2.16. Балки и плиты	90
2.17. Фундаменты на искусственно улучшенном основании	136
3. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ	139
3.1. Принципы конструирования	139
3.2. Конструкции фундаментов	141
3.3. Армирование фундаментов	179
3.4. Пространственные конструкции фундаментов	208
3.5. Плитные фундаменты	215
3.6. Конические фундаменты-оболочки	230
3.7. Совершенствование способов расчета отдельных фундаментов	240
3.8. Противооползневые конструкции	244
4. СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТА И ЗДАНИЯ	252
4.1. Влияние фундаментов друг, на друга	252
4.2. Расчет здания с основанием II типа по просадочности	260
4.3. Совместный расчет основания и сооружения	264
4.4. Здания на случайно неоднородном основании	269

4.5. Расчет рам на упругом основании	275
4.6. Расчет подземных сооружений	285
5. ФУНДАМЕНТЫ НА СЖИМАЕМОМ СЛОЕ ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНЫ	296
5.1. Случаи из практики	296
5.2. Расчет осадок и кренов прямоугольных фундаментов на клиновидном основании	297
5.3. Пространственная деформация поверхности упругого слоя переменной толщины	301
5.4. Результаты испытаний моделей	308
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	312
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	313

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ
И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ОСНОВАНИЙ
И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СЛОЖНЫХ
СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

Монография

Редактор Л. В. Комбарова
Инженер по компьютерному макетированию Т. Ю. Зотова

ISBN 978-5-8265-1444-3



Подписано в печать 26.10.2015.
Формат 60×84 /16. 18,83 усл. печ. л.
Тираж 400 экз. (1-й з-д 55). Заказ № 456

Издательско-полиграфический центр
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14
Тел. 8(4752) 63-81-08;
E-mail: izdatelstvo@admin.tstu.ru