Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
ФГБОУ ВО «Кубанский государственный технологический университет»
Армавирский механико-технологический институт

Кафедра машиностроения

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к практическим занятиям для студентов всех форм обучения направления 08.03.01 Строительство (профиль «Промышленное и гражданское строительство»)

Армавир
2021

Составитель: Е.С. Гейценредер

Основания и фундаменты: методические указания к практическим занятиям для студентов всех форм обучения направления 08.03.01 Строительство (профиль «Промышленное и гражданское строительство») / Сост.: Е.С. Гейценредер; Арм. мех.-технол. ин-т. Кафедра машиностроения. – Армавир, 2021. – 98 с.

Методические указания по основаниям и фундаментам предназначены для студентов бакалавров. Включают описание практических работ. Каждой практической работе предшествует краткая теоретическая часть. Рассмотрены: классификация грунтов, технико-экономические факторы, основные положения проектирования, фундаменты на неустойчивых грунтах, фундаменты мелкого заложения, определение осадки основания различными методами, расчет и конструирование свайного фундамента, конструирование усиления фундаментов.

Рецензенты: д-р экон. наук, и. о. зав. кафедры МС АМТИ
А.С. Абелян;
канд техн. наук, доцент кафедры АГиПЗиС КубГТУ
В.В. Клименко;
главный специалист ООО «ДСУ-4»
В.В. Нечаев

© АМТИ, 2021

Содержание

Практическое занятие № 1. Строительная классификация грунтов. Обработка инженерно-геологических данных. Оценка грунтовых условий площадки строительства. Составление заключения о пригодности грунтов в качестве основания фундаментов мелкого заложения. …….……	4
Практическое занятие № 2. Расчет и конструирование фундаментов мелкого заложения (определение глубины заложения фундаментов, определение размеров подошвы фундамента) ……..……..	11
Практическое занятие № 3. Определение графоаналитическим способом размеров подошвы фундаментов при центральном и внецентренном нагружений по расчетному сопротивлению грунта ……...	20
Практическое занятие № 4. Проектирование ленточных прерывистых фундаментов под стены зданий из типовых подушек ……...	25
Практическое занятие № 5. Определение абсолютной осадки основания фундаментов мелкого заложения методом послойного суммирования ……	30
Практическое занятие № 6. Определение абсолютной осадки основания плитного фундамента методом линейно-деформируемого слоя …….	35
Практическая занятие № 7. Определение абсолютной осадки основания ленточного фундамента методом эквивалентного слоя (метод Н.А. Цытовича)….....	40
Практическое занятие №8. Расчет взаимного влияния фундаментов друг на друга ……..	46
Практическое занятие №9. Определение несущей способности основания фундамента мелкого заложения. Расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига ……...	52
Практическое занятие №10. Расчет и конструирование свайных фундаментов ……..	55
Практическое занятие №11. Определение абсолютной осадки свайного куста ……...	60
Практическое занятие №12. Подбор молота для погружения свай. Определение расчетного отказа свай …….…….	66
Практическое занятие №13. Расчет опускного колодца на монтажные нагрузки ……..	68
Практическое занятие №14. Определение просадочных деформаций основания при проектировании свайных фундаментов на просадочных грунтах ……	74
Практическое занятие №15. Расчет и конструирование усиления фундаментов реконструируемых зданий ……..……	83
Вопросы для подготовки к экзамену …….....	85
Список используемых источников…...…….....	87

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1. СТРОИТЕЛЬНАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ. ОБРАБОТКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ДАННЫХ. ОЦЕНКА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА. СОСТАВЛЕНИЕ ЗАКЛЮЧЕНИЯ О ПРИГОДНОСТИ ГРУНТОВ В КАЧЕСТВЕ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Цель занятия: изучить строительную классификацию грунтов и методику обработки инженерно-геологических данных, научиться давать оценку грунтовых условий площадки строительства и составлять заключения о пригодности грунтов в качестве основания фундаментов мелкого заложения

Теоретический материал

Характеристиками физического состояния грунтов являются три основные величины. Плотность грунта ρ, плотность твердых частиц ρ_s и природная массовая влажность ω.

Выделенный грунтовый образец можно условно разделить на три части (рисунок 1.1): V_1 – объём пор, заполненных газом; V_2 – объём пор, заполненных водой; V_3 – объём твердых частиц грунта. Масса газ, практически не оказывающая влияния на результат расчета, не увеличивается.

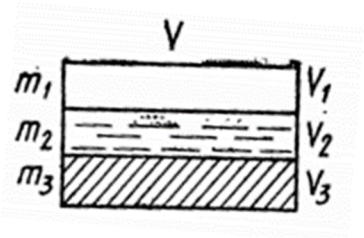


Рис. 1.1 Схема составных частей образца грунта

Если обозначить через m_3 массу твердых частиц, m_2 – массу воды:

$$\rho = (m_2 + m_3) / (V_1 + V_2 + V_3);\ \rho_s = m_3 / V_3;\ \omega = m_2 / m_3. \qquad (1.1)$$

Для более полной оценки физического состояния грунтов помимо основных характеристик используют и дополнительные характеристики.

Плотность скелета грунта – отношение массы твердых частиц к общему объему образца ненарушенной структуры:

$$\rho_d = \rho / (1 + \omega). \qquad (1.2)$$

Коэффициент пористости – отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = (\rho_s / \rho) \cdot (1 + \omega) - 1. \quad (1.3)$$

Коэффициент e обычно используют для оценки плотности сложения песков (таблица 1.1).

Значения коэффициентов пористости песков

Т а б л и ц а 1.1

Пески	Значение e для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистые, крупные, средней крупности	e < 0,55	0,55 ≤ e ≤ 0,7	e > 0,7
Мелкие	e < 0,6	0,6 ≤ e ≤ 0,75	e > 0,75
Пылеватые	e < 0,55	0,6 ≤ e ≤ 0,7	e > 0,8

Свойства твердых (минеральных) частиц грунта зависят от размеров. Классификация твердых частиц приведена в таблице 1.2.

Классификация твердых частиц

Т а б л и ц а 1.2

Наименование частиц	Поперечный размер (мм)	Примечания
Галечные (щебень)	> 10 (20)	Классификация по шкале Сабанина (по скорости падения частиц в воде)
Гравелистые	2÷10 (20)	
Песчаные	0,05÷2	
Пылеватые	0,005÷0,05	
Глинистые	< 0,005	

Глинистые частицы по химическому анализу существенно отличаются от остальных (их форма чешуйчатая и игольчатая).

Существует простейшая строительная классификация грунтов, приведенная в таблицу 1.3.

J_p – число пластичности определяется в лабораторных условиях (в долях единицы).

По гранулометрическому составу (см. ГОСТ 12536) крупнообломочные грунты и пески подразделяют на разновидности в соответствии с таблицей 1.4.

Классификация грунтов по содержанию глинистых частиц

Т а б л и ц а 1.3

Наименование грунта	Содержит частиц < 0,005, %	Число пластичности J_p
Глины	> 30	> 0,17
Суглинок	10÷30	0,07÷0,17
Супесь	3÷10	0,01÷0,07
Песок	< 3	Не пластичный

Классификация грунтов по крупности частиц

Т а б л и ц а 1.4

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Размер частиц d, мм	Содержание частиц, % по массе

Крупнообломочные: – валунный (при преобладании неокатанных частиц – глыбовый) – галечниковый (при неокатанных гранях – щебенистый) – гравийный (при неокатанных гранях –дресвяный)	 > 200 > 10 > 2	 > 50 > 50 > 50
Пески: – гравелистый – крупный – средней крупности – мелкий – пылеватый	 > 2 > 0,50 > 0,25 > 0,10 > 0,10	 > 25 > 50 > 50 ≥ 75 < 75
Примечание: при наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40 % или глинистого заполнителя более 30 % от общей массы воздушно-сухого грунта, в наименование крупнообломочного грунта включают наименование вида заполнителя и указывают характеристики его состояния (влажность, плотность, показатель текучести). Вид заполнителя устанавливают после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм. Если обломочный материал представлен ракушкой в количестве 50 % и более, грунт называют ракушечным, если от 25 % до 50 %, то к наименованию грунта добавляют слова "с ракушкой".		

Степень влажности – отношение естественной влажности к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой:

$$S_R = \omega\rho_s / e\rho_\omega, \qquad (1.4)$$

где ρ_ω – плотность воды.

По степени влажности крупнообломочные т и песчаные грунты подразделяют в соответствии с данными таблицы 1.5.

Разновидности песчаных грунтов по степени водонасыщения S_r
(по степени влажности)

Т а б л и ц а 1.5

Разновидности	Значения степени водонасыщения S_r
Маловажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Удельный вес грунта и его твердых частиц определяется соответственно по формулам:

$$\gamma = \rho \cdot g; \gamma = \rho_s \cdot g, \qquad (1.5)$$

где g – ускорение свободного падения.

Уменьшение удельного веса грунта в результате взвешивающего действия воды, возникающего в соответствии с законом Архимеда для грунта, залегающего ниже уровня грунтовых вод, находят из выражения

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_\omega) / (1 + e), \qquad (1.6)$$

где γ_ω – удельный вес воды.

Число пластичности характеризует степень пластичности глинистых грунтов

$$I_p = \omega_L - \omega_p, \qquad (1.7)$$

где ω_L – влажность грунта на границе текучести (предельное значение влажности, при котором глинистый грунт приобретает свойства вязкой жидкости);

ω_p – влажность грунта на границе раскатывания (влажность, при которой глинистый грунт начинает приобретать свойства твердого тела).

По числу пластичности грунты подразделяют в соответствии с данными таблицы 1.6.

Показатель текучести позволяет установить состояние глинистого грунта по консистенции

$$J_L = (\omega - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p). \qquad (1.8)$$

По показателю текучести глинистые грунты подразделяют в соответствии с данными, приведенными в таблице 1.6.

Для расчета и проектирования естественных оснований необходимо знать механические характеристики грунтов. В большинстве случаев эти характеристики определяют путем лабораторного исследования образцов грунтов, отобранных на строительной площадке, и только в виде исключения эти данные можно принимать по таблице СНиП.

Разновидности глинистых грунтов по показателю текучести I_p

Т а б л и ц а 1.6

Глинистый грунт	Показатель текучести I_L	Глинистый грунт	Показатель текучести I_L
Супеси:		Суглинки и глины:	
– твердые	$I_L < 0$	– твердые	$I_L < 0$
– пластичные	$0 \le I_L \le 1$	– полутвердые	$0 \le I_L \le 0{,}25$
– текучие	$I_L > 1$	– тугопластичные	$0{,}25 < I_L \le 0{,}5$
		– мягкопластичные	$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$
		– текучепластичные	$I_L > 1$
		– текучие	–

К основным механическим характеристикам относятся: сопротивление грунтов сдвигу, сжимаемость и водопроницаемость.

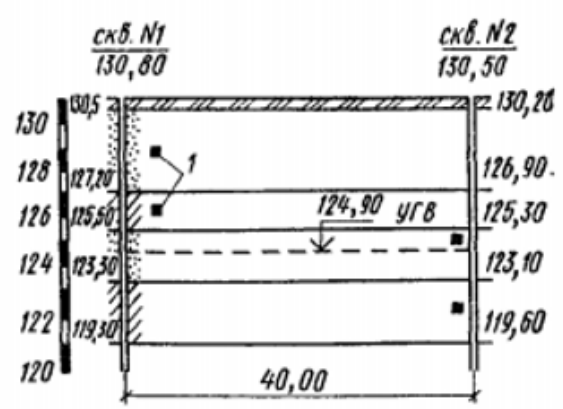
Примеры решения

Пример 1.1.

Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки №1 (рис. 1.3), данные о грунтах которой приведены в таблице 1.7.

Решение

Вначале определим вид грунта, оценим состояние и выясним свойства отдельных его слоев, затем дадим общую оценку грунтовых условий строительной площадки №1.



1 – место отбора проб

Рис. 1.3 К примеру 1.1

Данные лабораторного исследования грунтов

Т а б л и ц а 1.7

№ образца	№ скважины	Глубины отбора образцов, м	Содержание, %, частиц размером, мм							
			10-2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,10-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	< 0,005
Площадка №1										
1	1	1,5	2,0	20,0	25,0	20,0	20,0	11,0	1,0	1,0
2	1	4,0	–	3,0	11,0	36,0	24,0	8,0	12,0	6,0
3	2	6,0	–	3,0	9,0	75,0	10,0	1,0	1,0	1,0
4	2	10,0	–	0,4	0,2	0,6	10,0	2,2	12,0	74,6

1. Первый слой грунта (образец 31), скважина №1, глубина отбора образца 1.5 м. Определяем число пластичности по формуле (1.7): $J_p = 0$, следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц > 0,5 мм содержится 22 %; > 0,25 мм – 47 %, > 0,1 мм – 67 %. Таким образом, частиц > 0,1 мм содержится менее 75 %, что по таблице 1.2 соответствует пылеватому песку.

Коэффициент пористости по формуле (1.3)

$$e = (2680 / 1850) \cdot (1 + 0{,}15) - 1 = 0{,}666,$$

что по таблице 1.5 соответствует песчаному грунту средней плотности.

Определи степень влажности по формуле (1.4)

$$S_R = 0{,}15 \cdot 2680 / (0{,}666 \cdot 1000) = 0{,}604,$$

что по таблице 1.5 соответствует влажному песку.

Продолжение таблицы 1.7

№ образца	№ скважины	Глубины отбора образцов, м	Влажность, %, на границе		Плотность, Кг/м		Влажность ω, %	Коэффициент фильтрации $k_ф$, м/с	Коэффициент относительной сжимаемости a_0, МПа$^{-1}$	Модуль общей деформации E_0, МПа
			текучести ω_L	Раскатывания ω_p	Твердых частиц	Естественная ρ				
Площадка №1										
1	1	1,5	0	0	2680	1850	15,0	$7 \cdot 10^{-9}$	0,0493	15,0
2	1	4,0	18,3	13,0	2720	1950	16,0	$2 \cdot 10^{-11}$	0,0435	17,0
3	2	6,0	0	0	2620	2000	22,0	$8 \cdot 10^{-9}$	0,0231	32,0
4	2	10,0	36,0	22,0	2780	2000	28,0	$2 \cdot 10^{-9}$	0,0207	30,0

Окончательно устанавливаем, грунт – песок пылеватый, средней плотности, влажный и может служить естественным основанием.

2. Второй слой грунта (образец №2), скважина №1, глубина отбора образца 4,0 м. Определяем число пластичности J_p = 0,18 – 0,13 = 0.05; по таблице 1.6 классифицируем грунт как супесь.

Находим коэффициент пористости:

$$e = (2720 / 1950) \cdot (1 + 0{,}16) – 1 = 0{,}618,$$

Определяем показатель текучести по формуле (1.8):

$$J_L = (0{,}16 – 0{,}13) / (0{,}18 – 0{,}13) = 0{,}6,$$

что по таблице 1.6 характеризует грунт, находящийся в пластичном состоянии.

Окончательно устанавливаем: грунт – супесь в пластичном состоянии и может служить естественным основанием.

3. Третий слой грунта (образец №3), скважина №1, глубина отбора образца 6,0 м. Определяем число пластичности: J_p = 0, следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц > 0,5 мм содержится 3 %; > 0,25 мм – 12 %, > 0,1 мм – 87 %. Таким образом, частиц > 0,1 мм содержится более 75 %, что по таблице 1.2 соответствует мелкому песку.

Коэффициент пористости по формуле (1.3)

$$e = (2620 / 2000) \cdot (1 + 0{,}22) - 1 = 0{,}598,$$

что по таблице 1.5 соответствует плотному песку.

Определи степень влажности по формуле (1.4)

$$S_R = 0{,}22 \cdot 2620 / (0{,}598 \cdot 1000) = 0{,}963,$$

что по таблице 1.5 соответствует насыщенному водой песку.

Окончательно устанавливаем, грунт – песок мелкий, плотный, насыщенный водой и может служить естественным основанием.

4. Четвертый слой грунта (образец №4), скважина №4, глубина отбора образца 10,0 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0{,}36 – 0.22 = 0{,}14$. По таблице 1.6 классифицируем грунт как суглинок.

Коэффициент пористости по формуле (1.3)

$$e = (2780 / 2000) \cdot (1 + 0{,}28) - 1 = 0{,}779,$$

Определяем показатель текучести о формуле (1.8):

$$J_L = (0{,}28 – 0{,}22) / (0{,}36 – 0{,}22) = 0{,}429,$$

что по таблице 1.6 соответствует суглинку тугопластичному.

Окончательно устанавливаем, грунт – песок мелкий, плотный, насыщенный водой и может служить естественным основанием.

Общая оценка строительной площадки №1: согласно геологическому разрезу, площадка характеризуется спокойным рельефом с абсолютными отметками 130,5 – 130.8. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием грунтов. Каждый из слоев может служит естественным основанием

Задания для индивидуального выполнения

Задание 1.1.

Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки (рис. 1.4).

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А.1 приложения А настоящих методических указаний.

Контрольные вопросы

1. Дать определение терминам: основание, фундамент, фундамент мелкого заложения, фундамент глубокого заложения, грунт.

2. Дайте классификация грунтов по: содержанию глинистых частиц; по крупности частиц; по наличию твердых частиц; по степени влажности; по показателю текучести.

3. Назвать основные механические характеристики грунтов и методы их определения.

4. Назовите сведения о грунтах, необходимые при проектировании оснований и фундаментов.

5. Как производят оценку грунтовой обстановки?

Список литературы: [2, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ (ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ, ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ)

Цель занятия: изучить методику расчета и конструирования фундамента мелкого заложения.

Теоретический материал

Определение основных размеров фундамента мелкого заложения состоит из следующих этапов:

– определение предварительной высоты фундамента по конструктивным требованиям;

– определение глубины заложения фундамента;

– определение размеров подошвы фундамента;

– конструирование фундамента.

1. Определение предварительной высоты фундамента по конструктивным требованиям

Предварительная высота плитной части фундамента по минимальным требованиям принимается 0,2 м. Исходя из условия жесткой заделки колонны в фундаменте, определяется минимальная высота фундамента:

$$H_f = h_{cf} + 0{,}2, \text{ м} \qquad (2.1)$$

где h_{cf} – глубина стакана, м.

Глубина стакана принимается из условия:

$$h_{cf} = h_з + 0{,}05 \text{ м}, \qquad (2.2)$$

где *hз* – глубина заделки колонны в стакан фундамента, определяется как большее из двух значений:

$$h_з = (1{,}0 \ldots 1{,}5) \cdot h_c, \text{ м}, \qquad (2.3)$$

$$h_з = k \cdot d_s, \text{ м} \qquad (2.4)$$

где h_c – высота поперечного сечения колонны, м;

d_s – диаметр продольной арматуры колонны, принимаем $d_s^{min} = 16$мм;

k·= 25 – коэффициент анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента.

Минимальная высота железобетонного фундамента под железобетонные колонны для одноэтажных и многоэтажных зданий принимается из условия надежного защемления фундамента в грунте и равна H_f = 1,5 м.

Окончательная высота фундамента уточняется после определения размеров подошвы.

2. Определение глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундамента d исчисляется от уровня планировки до подошвы фундамента и определяется с учетом:

а) назначения и конструктивных особенностей здания (наличие подвала, подземных коммуникаций и т.д.);

б) геологических и гидрогеологических условий площадки строительства (учитывается сжимаемость грунтов, характер напластования слоев, положение уровня грунтовых вод);

в) влияния глубины сезонного промерзания грунтов.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется по

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \qquad (2.5)$$

где k_n – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания;

d_{fn} – нормативная глубина промерзания грунта, определяется в зависимости от климатического района.

3. Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы фундамента определяется по формуле:

$$A_f = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d}, \qquad (2.6)$$

где N_{II} – продольное усилие, передаваемое колонной, приложенное к фундаменту на уровне его обреза;

d – глубина заложения фундамента, м;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, γ_{mt} =20 кН/м^3;

R_0 – начальное расчетное сопротивление несущего слоя грунта, кПа.

Если фундамент испытывает воздействие нормальной силы N_{II} и изгибающего момента M_{II}, он считается внецентренно нагруженным. Следовательно, фундамент проектируется прямоугольным в плане, вытянутым в плоскости действия момента, при этом соотношение размеров сторон подошвы фундамента принимается η = 0,6…0,85.

Учитывая, что

$$A_f = b_f \cdot l_f \quad \text{и} \quad b_f = \eta \cdot l_f,$$

преобразуя формулу (2.6), получаем ширину подошвы фундамента:

$$b_f = \sqrt{\frac{\eta \cdot N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d}}. \tag{2.7}$$

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле:

$$l_f = \frac{b_f}{\eta}. \tag{2.8}$$

Значения размеров подошвы фундамента округляют кратными 0,3 м в большую сторону.

После этого уточняется расчетное сопротивление грунта (при отсутствии подвала в здании):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d\gamma'_{II} + M_c c_{II}\right], \tag{2.9}$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы,

k – коэффициент, т.к. прочностные характеристики грунта φ_{II} и c_{II} определены непосредственными испытаниями, то k = 1,0;

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ_{II};

b_f – ширина подошвы фундамента, м;

k_z – коэффициент, зависящий от ширины подошвы фундамента (при ширине подошвы $b_f < 10$ м $k_z = 1,0$);

d – глубина заложения фундамента;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;

γ_{II} – то же, ниже подошвы фундамента.

Проверяем выполнение условий:

$$P^{кр}_{max} \le 1,2R, \tag{2.10}$$

$$P^{кр}_{min} \ge 0, \tag{2.11}$$

$$P_{ср} \le R, \tag{2.12}$$

где $P_{ср} = \frac{P^{кр}_{max} + P^{кр}_{min}}{2}$ – среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента;

$$P_{\min}^{кр} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d - \frac{M_{II}}{W}$$ – минимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента;

$$P_{\max}^{кр} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d + \frac{M_{II}}{W}$$ – максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента;

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6}$$ – момент сопротивления подошвы фундамента.

Если правая и левая части неравенства (2.12) отличаются друг от друга более чем на 5%, необходимо уточнить размеры подошвы фундамента.

Уточнение производится следующим образом. Сначала по формуле (2.6) вычисляется новое значение площади подошвы A_f с заменой R_0 на R. После этого уточняются стороны подошвы фундамента l_f и b_f. Затем по формуле (2.9) вычисляется новое значение *R* и так до выполнения условия:

$$\left|\frac{P-R}{R}\right| \le 0{,}1.$$

Полученные из расчета размеры подошвы округляются кратно 0, 3 м в большую сторону.

3. Конструирование фундамента

После определения размеров подошвы определяется высота плитной части и уточняется полная высота фундамента.

Требуемая рабочая высота плитной части фундамента определяют по формуле:

$$h_{0\,pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{гр}}}, \qquad (2.13)$$

где h_c и b_c – соответственно высота и ширина сечения колонны;

N_I – расчётная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента, $N_I = \gamma_f \ N_{II}$;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma f = 1{,}2$;

α – поправочный коэффициент, $\alpha = 0{,}85$;

γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1{,}0$;

γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0{,}9$;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$p_{гр}$ – реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки N_I без учета веса фундамента и грунта на его уступах

$$p_{гр} = \frac{N_{\text{I}}}{b_f l_f}. \tag{2.14}$$

Полная высота плитной части фундамента определяется как:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s \tag{2.15}$$

где $a_{s.}$ – толщина защитного слоя бетона.

После этого определяется полная расчетная высота фундамента:

$$H_f = h_{pl} + h_{cf}. \tag{2.16}$$

Высота фундамента H_f округляется кратно 0,3м, а высота ступеней – кратно 0,15м.

Далее производится конструирование ступеней.

В случае если $h_{0pl} \leq 450$мм, фундамент рекомендуется проектировать одноступенчатым, при 450 мм < h_{0pl} < 900 мм – двухступенчатым, при h_{0pl} > 900 мм – трехступенчатым.

Принятые размеры консолей ступеней должны находиться в следующих пределах:

$$c_i = (1 \div 2{,}5) \cdot h_i, \tag{2.17}$$

где h_i – высота ступеней.

Примеры решения

Пример 2.1.

Здание проектируется для г. Казани (нормативная глубина промерзания грунта d_{fn} = 1,65 м). Здание многоэтажное каркасного типа, с железобетонными колоннами квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c$ = 0,3 × 0,3 м, соотношение длины здания к его высоте L / H = 2.

Материал фундамента – бетон класса В15 (R_{bt} = 0,75МПа).

ИГЭ-1 – суглинок, h_1 = 2,15м, γ_1 = 17,5 кН/м^3, φ = 18 °, с = 17 кПа.

При I_L = 0,27 и е = 0,71 начальное расчетное сопротивление R_0 = 230 кПа.

ИГЭ-2 – песок, h_2 = 3,0 м, γ_2 = 19,5 кН/м^3.

ИГЭ-3 –глина, h_3= 1,5 м, γ_3 = 20,5кН/м^3.

Нагрузка на обрез фундамента – N_{II} =800 кН, M_{II} = 60 кН·м,

Решение

Определение предварительной высоты фундамента по конструктивным требованиям

Исходя из условий жесткой заделки колонны в фундаменте, определяем минимальную высоту фундамента:

$$H_f = h_{cf} + 0,2 = 0,45 + 0,2 = 0,65 \text{ м},$$

где $h_{cf} = h_з + 0,05$ м = 0,4 + 0,05 = 0,45 м;

$h_з$ – глубина заделки колонны в стакан фундамента:

$h_з = (1,0…1,5) \cdot h_c = 1 \cdot hc = 0,3$ м;

$h_з = k \cdot d_s = 25 \cdot 16 = 400$ мм = 0,4 м,

принимаем наибольшее значение $h_з = 0,4$ м.

Минимальная высота фундамента под железобетонные колонны для одноэтажных и многоэтажных зданий из условий надежного защемления фундамента в грунте равна $H_f = 1,5$ м.

Высоту фундамента по конструктивным требованиям принимаем $H_f = 1,5$ м

Определение глубины заложения фундамента

Определяем расчетную глубину промерзания d_f несущего слоя грунта (коэффициент, учитывающий температурный режим здания $k_h = 0,6$,

$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,65 = 0,99$ м.

Определяем глубину заложения фундамента d по конструктивным требованиям (рис. 2.1): $d \geq H_f = 1,5$ м.

Так как расчётная глубина промерзания грунта d_f меньше, чем конструктивная глубина заложения фундамента d, то в качестве расчётной глубины заложения фундамента принимаем большую из них, т.е. d = 1,5 м.

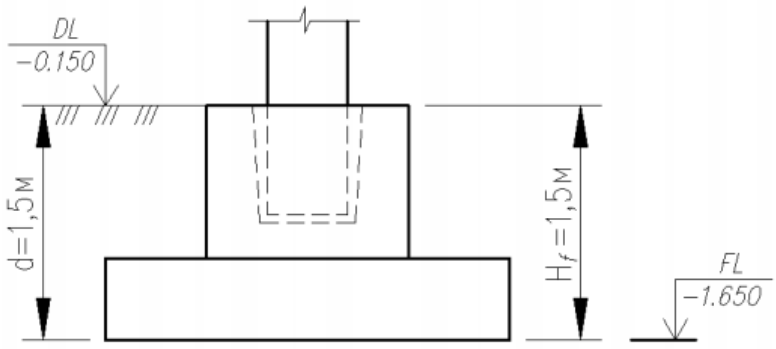


Рис.2.1. К определению глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям

Определение размеров подошвы фундамента

Принимаем соотношение размеров сторон подошвы фундамента $\eta = 0,75$.

Исходя из принятого соотношения сторон, определяем предварительные (ориентировочные) размеры подошвы фундамента:

$$b_f = \sqrt{\frac{\eta \cdot N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d}} = \sqrt{\frac{0,75 \cdot 800}{230 - 20,0 \cdot 1,5}} = 1,73 \text{м}.$$

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{1{,}73}{0{,}75} = 2{,}3 \text{ м}.$$

Округляем значения размеров подошвы фундамента кратными 0,3 м в большую сторону: $b_f = 1{,}8$ м, $l_f = 2{,}4$ м.

Уточняем расчетное сопротивление грунта основания R.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d\gamma'_{II} + M_c c_{II}\right],$$

где $\gamma_{c1} = 1{,}2$; $\gamma_{c2} = 1{,}06$; $k = 1{,}0$; $k_z = 1{,}0$,

для $\varphi = 18\,° \rightarrow M\gamma = 0{,}43$, $Mq = 2{,}73$, $Mc = 5{,}31$,

$c_{II} = 17$ кПа; $\gamma'_{II} = \gamma_I = 17{,}5$ кН/м^3, γ_{II} – осредненное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_{1/2} + h_2 + h_3} = \frac{17{,}5 \cdot 0{,}65 + 19{,}5 \cdot 3 + 20{,}5 \cdot 1{,}5}{0{,}65 + 3{,}0 + 1{,}5} = 19{,}54 \text{ кН/м}^3,$$

где γ_1 – удельный вес грунта ИГЭ-1 (см. выше);

γ_2 – удельный вес грунта ИГЭ-2;

γ_3 – удельный вес грунта ИГЭ-3;

$$R = \frac{1{,}2 \cdot 1{,}06}{1{,}0}\left[0{,}43 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}8 \cdot 19{,}54 + 2{,}73 \cdot 1{,}5 \cdot 17{,}5 + 5{,}31 \cdot 17\right] = 225\text{кПа}.$$

Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$P^{кр}_{\max} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{800{,}0}{1{,}8 \cdot 2{,}4} + 20{,}0 \cdot 1{,}5 + \frac{60{,}0}{1{,}73} = 249{,}9 \text{ кПа};$$

$$P^{кр}_{\min} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{800{,}0}{1{,}8 \cdot 2{,}4} + 20{,}0 \cdot 1{,}5 - \frac{60{,}0}{1{,}73} = 180{,}5 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{P^{кр}_{\max} + P^{кр}_{\min}}{2} = \frac{249{,}9 + 180{,}5}{2} = 215{,}2 \text{ кПа},$$

где W – момент сопротивления подошвы фундамента, определяется по формуле

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1{,}8 \cdot 2{,}4^2}{6} = 1{,}73 \text{ м}^3.$$

Для исключения возникновения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$P_{\max}^{кр} = 249{,}9 \text{ кПа} < 1{,}2R = 1{,}2 \cdot 225 = 270 \text{ кПа};$$
$$P_{\min}^{кр} = 180{,}5 \text{ кПа} > 0;$$
$$P_{ср} = 215{,}2 \text{ кПа} < R = 225 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются. Недонапряжение при этом составляет

$$\left|\frac{P_{ср} - R}{R}\right| \cdot 100\% \approx \left|\frac{215{,}2 - 225}{225}\right| \cdot 100\% \approx 4{,}4\% < 10\%,$$

следовательно, фундамент запроектирован экономично. Окончательно принимаем размеры подошвы фундамента $b_f = 1{,}8$ м, $l_f = 2{,}4$ м.

Конструирование фундамента

Определяем расчётную высоту фундамента:

$$h_{0\,pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N_{\text{I}}}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{гр}}} =$$
$$= -\frac{0{,}3 + 0{,}3}{4} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{960}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}0 \cdot 750 + 222{,}2}} = 0{,}4\text{м},$$

где N_{I} – расчётная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента, $N_{\text{I}} = \gamma_\phi \cdot N_{\text{II}} = 1{,}2 \cdot 800 = 960$ кН;

$$p_{гр} = \frac{N_{\text{I}}}{b_f l_f} = \frac{960}{1{,}8 \cdot 2{,}4} = 222{,}2 \text{ кПа}.$$

Определяем требуемую расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} по формуле:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0{,}4 + 0{,}04 = 0{,}44 \text{ м} > 0{,}3 \text{ м},$$

условие выполняется.

Определяем расчетную высоту фундамента H_f по формуле:

$$H_f = h_{pl} + h_{cf} = 0{,}44 + 0{,}45 = 0{,}89 \text{ м}.$$

Полученную высоту фундамента H_f округляем в большую сторону кратно 0,3 м. Принимаем $H_f = 0{,}9$ м.

Так как высота фундамента, принятая по конструктивным требованиям, больше высоты фундамента, требуемой по расчету, то в качестве расчетной принимаем большую из них, т.е. $H_f = 1{,}5$ м.

Конструирование фундамента выполняем в следующей последовательности. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента, принимая их кратно 0,15 м (рис. 2.2).

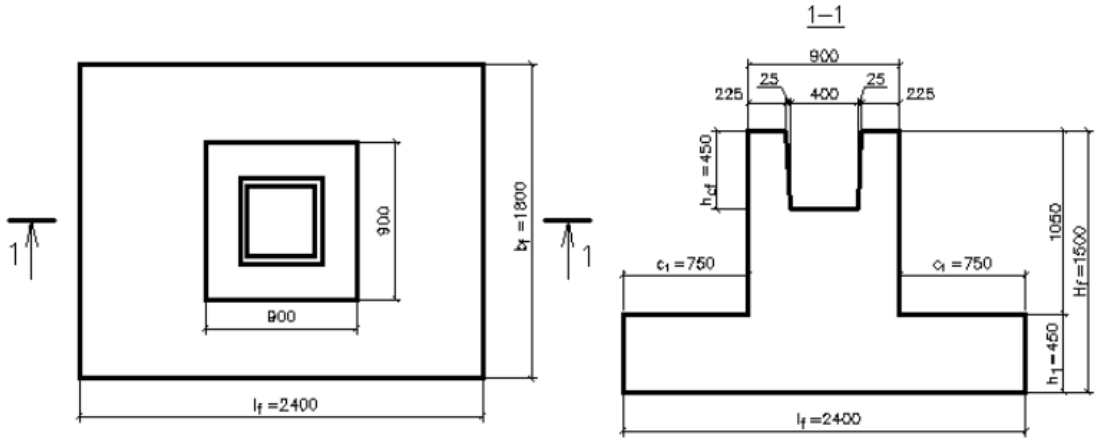


Рис. 2.2. К определению высоты и конструированию фундамента

Так как $h_{0pl} = 0{,}4$ м $\le 0{,}45$ м, то принимаем одну ступень фундамента, при этом высоту ступени назначаем равной 0,45 м, т.е. $h_1 = 0{,}45$ м.

Проверяем условие (2.17), согласно которому принятые размеры консолей ступеней должны находиться в следующих пределах:

$$c_i = (1 \div 2{,}5) \cdot h_i = (1 \div 2{,}5) \cdot 0{,}45 = 0{,}45 \div 1{,}125 \text{ м}.$$

Полученные размеры консолей ступени во взаимно перпендикулярных направлениях составляют 0,45 м и 0,75 м (рис. 2.2), что в вышеуказанных пределах.

Таким образом, окончательная высота плитной части фундамента принимается $h_{pl} = 0{,}45$ м, а окончательная рабочая высота плитной части фундамента

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0{,}45 - 0{,}04 = 0{,}41 \text{ м}.$$

Задания для индивидуального выполнения

Задание 2.1.

При заданных инженерно-геологических условиях и нагрузке на обрез фундамента N_{II} и M_{II} требуется запроектировать столбчатый фундамент мелкого заложения. Проектируемое здание в г. Казани (нормативная глубина промерзания грунта d_{fn} =1,65м). Здание многоэтажное, каркасного типа, с железобетонными сборными колоннами квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0{,}3 \times 0{,}3$м, соотношение длины здания к его высоте L / H = 2.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы табл. А.2 приложения А настоящих методических указаний

Грунтовые условия к задаче представлены на рис. 2.3.

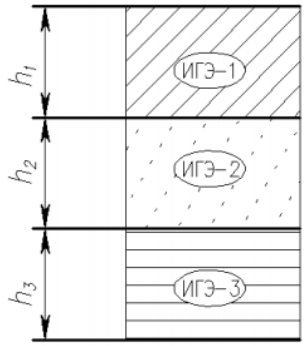


Рис. 2.3. Схема к задаче №2

Контрольные вопросы

1. Дать определение терминам: основание, фундамент, фундамент мелкого заложения, фундамент глубокого заложения, грунт.
2. Факторы, влияющие на выбор глубины заложения подошвы фундамента.
3. Назовите сведения о сооружении, необходимые для проектирования оснований и фундаментов.
4. Как производят сбор нагрузок на обрезы фундаментов в зависимости от типа сооружения и фундамента?
5. Предельные состояния для расчета грунтовых оснований, условия расчета.

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИМ СПОСОБОМ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ НАГРУЖЕНИИ ПО РАСЧЕТНОМУ СОПРОТИВЛЕНИЮ ГРУНТА

Цель занятия: изучить методику определения графоаналитическим способом размеров подошвы фундаментов при внецентренном нагружении по расчетному сопротивлению грунта.

Теоретический материал

Графоаналитические методы оценки несущей способности используются при сложных расчетных схемах системы «фундамент – основание» (рис. 3.1), для которых аналитические методы не разработаны.

Несущая способность основания определяется графоаналитическим методом с построением круглоцилиндрических поверхностей

– скольжения в следующих случаях:

– основание сложено неоднородными грунтами;

– пригрузка со стороны, противоположной возможному выпору грунта основания, больше 0,5R (где R – расчетное сопротивление грунта основания);

– фундаменты расположены на откосе, вблизи откоса или под откосом;

– возможно возникновение нестабилизированного состояния грунтов основания (кроме случаев, для которых имеются аналитические методы расчета).

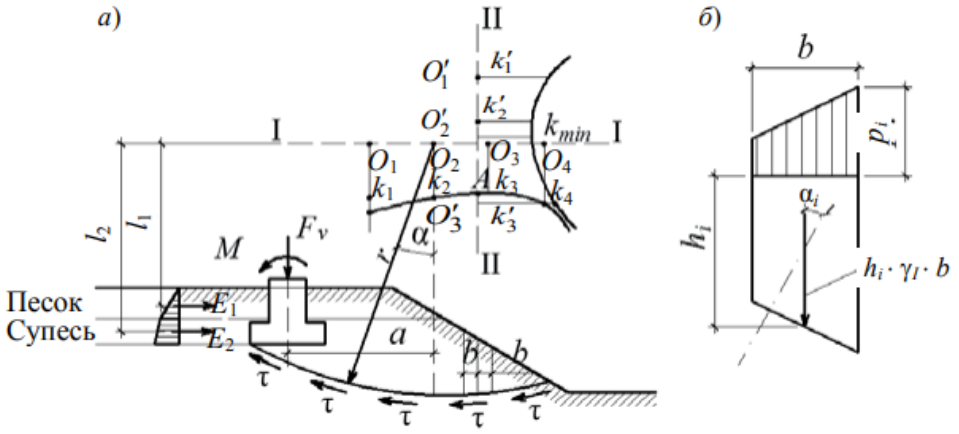


Рис. 3.1. Схема расчета фундамента графоаналитическим методом

В методе круглоцилиндрических поверхностей скольжения вычисляется коэффициент устойчивости k_{st} по нижеприведенной формуле. При этом его значение для опасной поверхности скольжения должно быть

$$k_{st} > 1{,}2:$$

$$k_{st} = \Sigma M_{sr} / \Sigma M_{sa} = \frac{r \cdot b\,[\Sigma(p_i + \gamma_I \cdot h_i)\,\mathrm{tg}\,\varphi_{Ii} \cdot \cos\alpha_i + \Sigma(c_{Ii} / \cos\alpha_i)]}{\Sigma E_m \cdot l_m + F_v \cdot a + r \cdot b \Sigma \gamma_{Ii} \cdot h_i \cdot \sin\alpha_i}, \quad (3.1)$$

где ΣM_{sa} *и* ΣM_{sr} – суммы моментов сдвигающих и удерживающих сил относительно центра вращения, кН · м;

r – радиус поверхности скольжения, м;

b – ширина элементарных вертикальных полос, на которые делится сдвигаемый массив, м;

p_i – средняя (в пределах ширины полосы) ордината эпюры давлений на грунт от сооружения без учета противодавления воды, определяемая по формуле для внецентренного сжатия, кПа;

h_i – средняя высота *i*-й полосы грунта, м;

γI_i – расчетное значение удельного веса грунта в пределах *i*-й полосы, принимаемое с учетом взвешивающего действия воды, кН/м3;

φI_i – расчетное значение угла внутреннего трения грунта по площадке скольжения в пределах рассматриваемой полосы, град;

cI_i – расчетное значение удельного сцепления грунта по площадке сколь-

жения в пределах рассматриваемой полосы, кПа;

α_i – угол между вертикалью и нормалью к *i*-й площадке скольжения, град;

E_m – равнодействующая активного давления m-го слоя грунта на боковую грань фундамента, кН, определяемая по формуле (3.2);

l_m – расстояние от линии действия силы E m до горизонтали, проходящей через центр поверхности скольжения, м;

F_v – равнодействующая вертикальных нагрузок на уровне подошвы фундамента, кН;

a – расстояние от центра поверхности скольжения до линии действия силы F_v, м.

Равнодействующая активного давления вычисляется по выражению

$$Ea = 1 / 2 \cdot (\gamma I \cdot d1 \cdot \lambda_a - 2cI \cdot \lambda_a)\,(d1 - h_c), \qquad (3.2)$$

где d1 – глубина заложения фундамента со стороны, противоположной возможному выпору грунта;

λ_a – коэффициент активного давления грунта, определяется по формуле

$$\lambda_a = tg2\,(45^o - \varphi I / 2); \qquad (3.3)$$

$$h_c = 2cI \cdot \lambda_a / (\gamma I \cdot \lambda_a). \qquad (3.4)$$

Произведение $\gamma I_i \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i$ в формуле (3.2) для нисходящей части кривой скольжения принимается со знаком «+», а для восходящей – со знаком «–». Сущность метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения заключается в том, что при отсутствии связей фундамента с конструктивными элементами здания, путем последовательных приближений определяются положение центра и радиус наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения, что представляет собой весьма трудоемкую задачу. С целью облегчения расчетов, для определения этого центра рекомендуется использовать рекомендованный в технической литературе упрощающий прием, предложенный проф. Н. Н. Масловым, который позволяет быстро определять искомый центр. Сущность метода заключается в следующем (рис. 3.2): вначале находят точку С, расположенную на глубине 2Н и на расстоянии 4,5Н от основания откоса (Н – высота рассчитываемого откоса). Полученную точку С соединяют с точкой В на бровке откоса прямой линией, которую продолжают за точку В.

Вероятное положение центра О наиболее опасной поверхности скольжения находится на этой прямой, вблизи от ее пересечения с вертикалью, проведенной через середину откоса.

При наличии связей фундамента с конструктивными элементами зданий (перекрытиями, анкерами и др.) за центр поверхности скольжения может приниматься точка опирания фундамента.

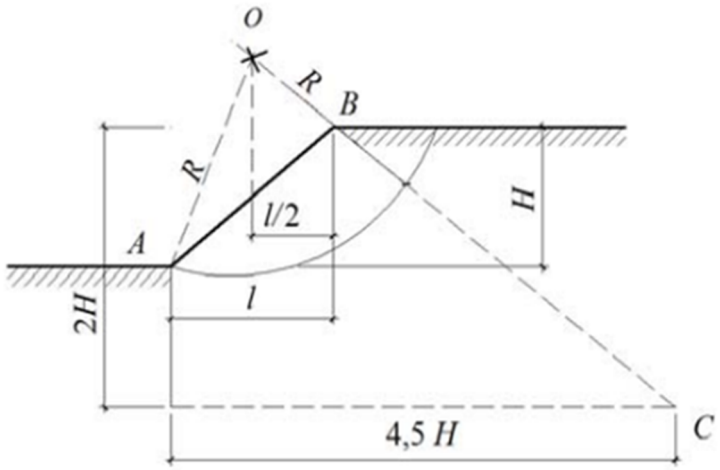


Рис. 3.2. Схема к определению положения центра и радиуса наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения

Примеры решения

Пример 3.1.

Требуется определить несущую способность основания ленточного фундамента методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Фундамент является стеной подвала и в точке А связан с междуэтажным перекрытием (рис. 3.3).

Основание представлено следующими напластованиями грунтов:

– верхний слой толщиной 2,2 м – суглинок: $\gamma I = 18{,}0$ кН / м^3; $\varphi I = 20$ º; $cI =$ = 15 кПа;

– подстилающий слой – глина: $\gamma I = 18{,}5$ кН / м^3; $\varphi I = 6$ º; $cI = 19$ кПа;

– грунт обратной засыпки – суглинок: $\gamma I' = 0{,}95 \cdot \gamma I = 0{,}95 \cdot 18 = 17$ кН/м^3; $\varphi I' = 0{,}9 \cdot \varphi I = 0{,}9 \cdot 20$ º $= 18$ º; $cI' = 0{,}5 \cdot cI = 0{,}5 \cdot 15 = 7{,}5$ кПа;

– под фундаментом устроена песчаная подушка толщиной $h_n = 0{,}5$ м со следующими характеристиками: $\gamma I = 17$ кН / м^3; $\varphi I = 34$º; $cI = 1$ кПа.

Вертикальная нагрузка N = 200 кН / м приложена с эксцентриситетом e = = 0,25 м. Ширина подошвы фундамента определена расчетом по деформациям и составляет b = 1,8 м.

Вес 1 пог. м длины фундамента G = 85 кН.

Решение

Поскольку фундамент загружен внецентренной наклонной нагрузкой и имеет место активное давление грунта, расчет по несущей способности основания необходим. В связи с неоднородностью основания расчет выполняем методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения по формуле (3.2). Фундамент в верхней части имеет неподвижную опору, следовательно, за центр поверхности скольжения принимается точка А, при этом радиус поверхности скольжения составит r = AB = 4,2 м.

Разбиваем массив грунта, ограниченный предполагаемой поверхностью скольжения, на 7 полос шириной b = 0,6 м каждая.

С целью облегчения расчетов значения параметров и их произведения, входящие в формулу (3.2), сводим в табл. 3.1.

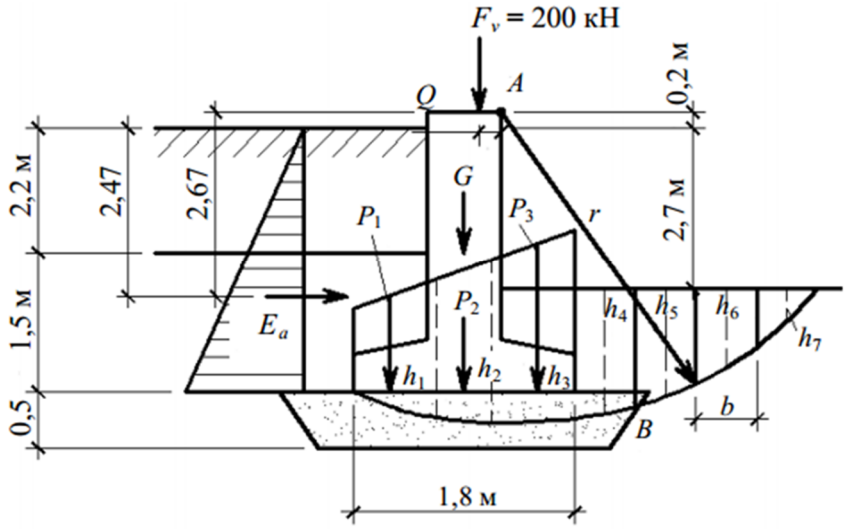


Рис. 3.3. Схема расчета фундамента к примеру 3.1

Определим равнодействующую активного давления грунта по формуле (3.2). Предварительно вычисляем значение λa (3.3) и hc (3.4) для слоя суглинка:

$$\lambda_a = \mathrm{tg}^2(45^\circ - \varphi_I / 2) = \mathrm{tg}^2(45^\circ - 18^\circ / 2) = 0{,}53;$$
$$h_c = 2c_I \cdot \lambda_a / (\gamma_I \cdot \lambda_a) = 2 \cdot 7{,}5 \cdot 0{,}53 / (17 \cdot 0{,}53) = 0{,}9 \text{ м}.$$

Результаты вычислений по формуле (3.2) сводим в таблицу 3.1.

Т а б л и ц а 3.1

Полоса	h_i, м	γ_{Ii}, кН/м³	$\gamma_{Ii} \cdot h_i$, кПа	α_i, град	p_i, кН	φ_{Ii}, град	c_{Ii}, кПа	$c_{Ii} / \cos\alpha_i$, кПа	$(p_i + \gamma_{Ii} \cdot h_i) \times$ $\times \mathrm{tg}\,\varphi_{Ii} \cos\alpha_i$,	$\gamma_{Ii} h_i \sin\alpha_i$, кПа
1	0,1	17	1,7	16	100	34	1	1,0	65,4	0,46
2	0,2	17	3,4	9	200	34	1	1,0	133,6	0,54
3	0,25	17	4,25	0	280	34	1	1,0	190,4	0
4	1,2	18,5	22,2	11	0	6	19	19,4	2,2	–4,2
5	1,05	18,5	19,4	22	0	6	19	20,4	1,8	–7,2
6	0,7	18,5	13,0	30	0	6	19	21,8	1,1	–6,5
7	0,3	18,5	5,6	41	0	6	19	25,3	0,4	–3,7
								Σ=90	Σ=395	Σ=–20,6

Тогда

$$E_a = 1 / 2 \cdot (\gamma_1 \cdot d_1 \cdot \lambda_a - 2c_1 \cdot \lambda_a)(d_1 - h_c) = 1 / 2(17 \cdot 3{,}7 \cdot 0{,}53 - 2 \cdot 7{,}5 \cdot 0{,}53)(3{,}7 - 0{,}9) = 35{,}4 \text{ кН}.$$

Вычисляем величину коэффициента устойчивости k_{st}:

$$k_{st} = \Sigma M_{sr} / \Sigma M_{sa} = r \cdot b [\Sigma(p_i + \gamma_{1i} \cdot h_i) \operatorname{tg} \varphi_{1i} \cdot \cos \alpha_i + \Sigma(c_{1i} / \cos \alpha_i)] / / [\Sigma E_m \cdot l_m + F_v \cdot a + r \cdot b \cdot \Sigma \gamma_{1i} \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i] = 4{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot (395 + 90) / / [35{,}4 \cdot 2{,}5 + 85 \cdot 0{,}4 + 200 \cdot 0{,}25 + 4{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot (-20{,}6)] = 10{,}1 > 1{,}2.$$

Устойчивость фундамента обеспечена.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 3.1.

Требуется определить несущую способность основания ленточного фундамента методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Фундамент является стеной подвала и в точке А связан с междуэтажным перекрытием (рис. 3.3).

Вертикальная нагрузка N = 200 кН / м приложена с эксцентриситетом e = = 0,25 м. Ширина подошвы фундамента определена расчетом по деформациям и составляет b = 1,8 м.

Вес 1 пог. м длины фундамента G = 95 кН.

Исходные данные для задачи принять по данным таблицы А.3 приложения А настоящих методических указаний.

Контрольные вопросы

1. Основным стоимостным критерием при выборе проектного решения является?

2. К натуральным показателям относятся?

3. Для чего определяются технико-экономические показатели вариантов решений?

4. Отдельные фундаменты под железобетонные и металлические колонны, под кирпичные стены, отдельные фундаменты бутобетонные, отдельные с анкерами, отдельные с наклонной подошвой

5. Сплошные фундаменты в виде монолитных железобетонных плит (гладкие, ребристые, коробчатые).

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ ПРЕРЫВИСТЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД СТЕНЫ ЗДАНИЯ ИЗ ТИПОВЫХ ПОДУШЕК

Цель занятия: изучить методику проектирования ленточных прерывистых фундаментов под стены здания из типовых подушек.

Теоретический материал

Ленточные фундаменты имеют один недостаток: в случае несовпадения

расчетной ширины фундамента с шириной типового блока-подушки приходится устраивать фундамент завышенной ширины. Вследствие этого несущая способность грунта основания используется не полностью. Этот недостаток сборных фундаментов устраняется при укладке блоков-подушек не вплотную, а на некотором расстоянии друг от друга. Такой фундамент в отличие от сборного ленточного был назван сборным прерывистым фундаментом.

Площадь прерывистого фундамента, эквивалентного по величине осадки ленточному, менее площади последнего, а давление по подошве — более. Увеличение давления по подошве прерывистого фундамента может привести к появлению пластических зон в контактном слое и к нелинейным деформациям. Кроме того, увеличение давления должно отразиться на работе блока-подушки. Для выяснения последнего вопроса были рассмотрены условия работы блока-подушки в ленточном и прерывистом фундаменте и установлено, что в последнем случае реактивные давления распределяются более равномерно. Тем самым условия работы блока оказываются более благоприятными.

Испытания фундаментов с различными типами блоков-подушек позволили выявить их рациональную форму. Оказалось, что наименьшая величина приведенной осадки будет у прерывистого фундамента, собранного из блоков-подушек, имеющих более вытянутую форму.

Применение прерывистых фундаментов целесообразно:

– при сейсмичности в 6 баллов;

– в грунтовых условиях 1-ых по просадочности;

– при значительном значении сжимаемости грунтов в пределах здания.

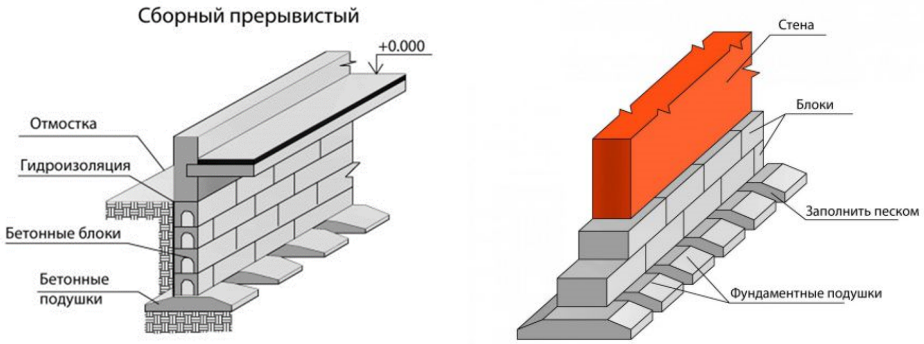


Рис. 4.1. Конструкция прерывистого сборного фундамента из железобетонных плит под наружную (а) и внутреннюю (б) стены

Применять ленточные фундаменты нецелесообразно: при сейсмичности 7 баллов и более; под подошвой рыхлые пески; при грунтовых условиях 2-ого типа по просадочности.

Прерывистые фундаменты применяют при b_s-b_c > 0,1 м;

где b_s – ближайшее большее значение стандартной плиты, b_c – расчетное значение ширины подошвы, полученное для непрерывного ленточного фундамента.

Рассчитывают прерывистый фундамент 2 способами:

1. Если не допускается превышение расчетного сопротивления грунта R, то расстояние между плитами

$$c = b_s / (b_c - 1); \; n = (L + c) / (e + c).$$

2. Если допускается превышение расчетного сопротивления грунта, то определяем площадь

$$A_s = b_s \cdot l_s \; (l_s \; – \text{длина});$$

сравниваем коэффициентом приращения расчетного сопротивления R_d и R_c (для дальнейших расчетов применяем наименьшее).

Зная требуемую площадь непрерывистого фундамента

$$A = L \cdot b_c \; (L – \text{по всей длине стены})$$

определяем суммарную площадь плит в прерывистом фундаменте $A_b = A / R$.

3. Находим, округляя до целого, количество плит в прерывистом фундаменте

$$n = A_b / A_s;$$

4. Находим среднее расстояние между плитами $t_b = (L – n \cdot b) / (n - 1)$.

Необходимо помнить, что, если на участке торфяные, илистые и грунты со слабой несущей способностью, прерывистые фундаменты не приемлемы.

Расчетное сопротивление грунтов основания *R* для прерывистых фундаментов определяют, как для ленточных фундаментов с повышением значения R коэффициентом k_d, принимаемым по таблице 4.1.

Т а б л и ц а 4.1

Вид фундаментных плит	Коэффициент k*d* для грунтов		
	Пески (кроме рыхлых) при коэффициенте пористости e		
	E = 0,5	e = 0,6	e = 0,7
	Глинистые, при показателе текучести I_L		
	$I_L = 0$	$I_L = 0,25$	$I_L = 0,5$
Прямоугольные	1,3	1,15	1,0
С угловыми вырезами	1,3	1,15	1,15

Прерывистые фундаменты с повышением расчетного сопротивления основания не рекомендуются:

– в грунтовых условиях I типа по просадочности при отсутствии поверхностного уплотнения грунта в пределах деформируемой зоны;

– при сейсмичности 7 баллов и более.

При устройстве прерывистых фундаментов также могут применяться плиты с угловыми вырезами за исключением следующих случаев:

– при залегании под подошвой фундаментов рыхлых песков;

– при сейсмичности района 7 баллов и более (в этом случае можно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты);

– при неравномерном напластовании грунтов в пределах сооружения;

– при залегании ниже подошвы фундаментов глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$.

При совпадении ширины типовой сборной железобетонной плиты с шириной фундамента, полученной по расчету, плиты прямоугольной формы и с угловыми вырезами укладывают в виде непрерывной ленты. В этом случае расчетное сопротивление грунта основания R может быть повышено.

При несовпадении ширины фундамента, полученной по расчету, с шириной типовой сборной плиты, проектируют прерывистые фундаменты.

Расчет осадки ленточных с угловыми вырезами и прерывистых фундаментов производят как расчет сплошного ленточного фундамента на среднее давление, отнесенное к общей площади фундамента, включая промежутки между плитами и угловые вырезы.

Примеры решения

Пример 4.1.

Рассчитать фундамент под стену длиной L_{cm} = 30,0 м производственного здания без подвала, отношение L / H = 4. Глубина заложения фундамента 2,0 м. Площадка сложена мелкими песками средней плотности (коэффициент пористости e = 0,6) насыщенными водой с φ_{II} = 30 °, R_0 = 200 кПа, удельный вес грунта под подошвой фундамента $g_{II} = g_{sb}$ = 10 кН/м^3, выше подошвы фундамента γ'_{II} = 19,2 кН/м^3. Нагрузка на обрезе фундамента $n_{0II} = n_{II}$ = 380 кН/м.

Решение

Предварительная ширина подошвы фундамента при нагрузке 20 кН/м^3.

$$b = n_{II} / (R_0 - \gamma \cdot d) = 380 / (200 – 20 \cdot 2) = 2,4 \text{ м}.$$

Определим расчетное сопротивление грунта основания. По таблице 12для песка мелкого при L/H = 4

$$g_{c1} = 1,3,\ g_{c2} = 1,1.$$

Прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, поэтому k = 1.

При b < 10 м k_z = 1, для φ = 32 ° M_g = 1,15, M_q = 5,59.

Расчетное сопротивление грунта вычисляем по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b_f \gamma_{\text{II}} + M_q d\gamma'_{\text{II}} + M_c c_{\text{II}}\right],$$

$$R= [(1{,}3 \cdot 1) / 1] \cdot [1{,}15 \cdot 1 \cdot 2{,}4 \cdot 10 + 5{,}59 \cdot 2 \cdot 19{,}2] = 346 \text{ кПа}.$$

Расчетная ширина фундамента

$$b = n_{II} / (R_0 - \gamma \cdot d) = 400 / (346 – 20 \cdot 2) = 1{,}24 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта вычисляем по формуле

$$R = [(1{,}3 \cdot 1) / 1] \quad [1{,}15 \cdot 1 \cdot 1{,}24 \cdot 10 + 5{,}59 \cdot 2 \cdot 19{,}2] = 327 \text{ кПа}.$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$p_{II} = n_{II} / b + g_{mtd} = 380 / 1{,}3 + 20 \cdot 2 = 332 \text{ кПа}.$$

Принимаем прерывистый фундамент из плит прямоугольной формы шириной 1,4 м.

Коэффициент превышения расчетного сопротивления в этом случае $k_d = 1{,}07$ (таблица 4.2), а коэффициент $k_d = 1{,}15$ (таблица 4.1).

Количество плит прямоугольной формы определяем по наименьшему из этих коэффициентов.

Площадь ленточного фундамента A = 1,24 × 30 = 37,2 м2.

Суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте

$$AB = 37{,}2 / 1{,}07 = 34{,}8 \text{ м}^2.$$

Количество плит в прерывистом фундаменте (площадь плиты AS =1,4·1,18=1,65 м^2)

$$n = AB / AS = 34{,}8 / 1{,}65 = 21 \text{ шт}.$$

Расстояние между плитами

$$l_b = (L_{cm} – nl) / (n – 1) = (30 - 21 \cdot 1{,}18) / (22 - 1) = 0{,}25 \text{ м}$$

Определяем среднее давление по подошве плит по формуле

$$p_s = 380 \cdot 30 / (21 \cdot 1{,}65) = 329 \text{ кПа}.$$

Фактическое превышение расчетного сопротивления $k_d = 329 / 327 = 1{,}01$, т.е. не больше допустимого.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 4.1.

Рассчитать фундамент под стену длиной L_{cm} производственного здания без подвала, имеющего отношение L / H. Глубина заложения фундамента 2,0 м. Площадка сложена мелкими песками средней плотности (коэффициент пористости e = 0,6) насыщенными водой. Характеристики грунтов и нагрузку на обрезе фундаменты принять по исходным данным таблицы А.4. приложения А.

Контрольные вопросы

1. Виды и конструкции фундаментов мелкого заложения.
2. Конструкции ленточных фундаментов под колонны, под стены
3. Ленточные прерывистые фундаменты и фундаменты из перекрестных лент
4. Отдельные фундаменты под железобетонные и металлические колонны, под кирпичные стены, отдельные фундаменты бутобетонные, отдельные с анкерами, отдельные с наклонной подошвой
5. Сплошные фундаменты в виде монолитных железобетонных плит (гладкие, ребристые, коробчатые).

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Цель занятия: изучить методику определения абсолютной осадки основания фундаментов мелкого заложения методом послойного суммирования.

Теоретический материал

Осадку основания фундамента с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле 5.1:

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\left(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}\right) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \qquad (5.1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в *i*-м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

h_i – толщина *i*-го слоя грунта, м, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

E*i* – модуль деформации *i* -го слоя грунта, кПа;

$\sigma_{z\gamma,i}$ – среднее значение вертикального напряжения в *i*-м слое грунта по

вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, кПа;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, в формуле (5.1) второе слагаемое допускается не учитывать.

Значения вертикальных напряжений от внешней нагрузки σ_{zp}, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \tag{5.2}$$

где α – коэффициент, в зависимости от относительной глубины ξ, равной

$$\xi = \frac{2z}{b_f},$$

p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента $\sigma_{z\gamma}$, на глубине z от подошвы фундаментов определяют по формуле:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}, \tag{5.3}$$

где α – то же, что и в формуле (5.2);

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа.

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d, \tag{5.4}$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, кН/м^3;

d – глубина заложения фундамента, м.

Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg}, на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i - u, \tag{5.5}$$

где γ' – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м3;

d – глубина заложения фундамента, м.

γ_i, h_i соответственно удельный вес, кН/м3, и толщина i-го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине z от подошвы фундамента, м;

u – поровое давление на рассматриваемой границе слоя, кПа.

Для неводонасыщенных грунтов поровое давление принимается равным нулю (u = 0).

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

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

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине

$z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0{,}5\ \sigma_{zg}$.

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u,.

Пример расчета

Пример 5.1

Определить абсолютную величину осадки столбчатого фундамента мелкого заложения одноэтажного производственного здания с полным железобетонным сборным каркасом методом послойного суммирования.

Схема к задаче представлена на рис. 5.1.

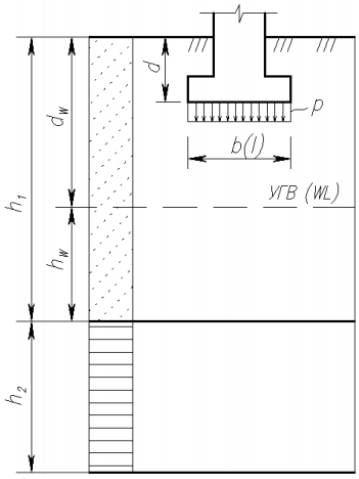


Рис. 5.1. Схема к задаче

Тип фундамента – железобетонный столбчатый фундамент мелкого заложения.

Размеры фундамента: $b_f = 1{,}5$ м, $l_f = 2{,}1$ м.

Глубина заложения подошвы фундамента d = 1,6 м.

Среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента(контактное давление) $p = 280$ кПа.

Грунты основания:

ИГЭ–1, песок, $h_1 = 3{,}5$ м, $\gamma_1 = 18{,}5$ кН/м^3, $\gamma_{s1} = 26{,}6$кН/м^3, $W_1 = 14{,}1\%$, $E_{01} =$ 13 МПа, высота столба воды $h_w = 1{,}2$ м

ИГЭ – 2, глина,

Решение

Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной эпюры $0{,}5\sigma_{zg}$:

– на уровне поверхности земли $\sigma_{zg} = 0$, $0{,}5\sigma_{zg} = 0$;

– на уровне подошвы фундамента

$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot d = 18{,}5 \cdot 1{,}6 = 29{,}6$ кПа, $0{,}5\sigma_{zg0} = 14{,}8$ кПа;

– на уровне поверхности грунтовых вод (глубина уровня грунтовых вод $d_w = h_1 - h_w = 3{,}5 - 1{,}2 = 2{,}3$ м)

$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot d_w = 18{,}5 \cdot 2{,}3 = 42,6$ кПа, $0{,}5\sigma_{zg1} = 21{,}3$ кПа;

– на границе первого слоя с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb1} = \frac{\gamma_{s1} - \gamma_w}{1 + e_1} = \frac{26{,}6 - 10}{1 + 0{,}64} = 10{,}1 \text{кН/м}^3,$$

где $e_1 = \frac{\gamma_{s1}}{\gamma_1} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{26{,}6}{18{,}5} \cdot (1 + 0{,}141) - 1 = 0{,}64,$

$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb1} \cdot h_w = 42{,}6 + 10{,}1 \cdot 1{,}2 = 54{,}7$ кПа, $0{,}5\sigma_{zg2} = 27{,}4$ кПа.

Т.к. во втором слое залегает водонепроницаемая глина, к вертикальному напряжению на кровлю глины добавляется гидростатическое давление столба воды, находящейся над глиной:

$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_w = 10{,}0 \cdot 1{,}2 = 12$ кПа.

Тогда полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины:

$\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg2} + \sigma_w = 54{,}7 + 12 = 66{,}7$ кПа, $0{,}5\sigma'_{zg2} = 33{,}4$ кПа.

На границе второго слоя: $0{,}5\sigma_{zg3} = 78{,}8$ кПа.

$\sigma_{zg3} = \sigma'_{zg2} + \gamma_2 h_2 = 66{,}7 + 20{,}2 \cdot 4{,}5 = 157{,}6$ кПа,

Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные слои толщиной: $\eta = \frac{l_f}{b_f} = \frac{2{,}1}{1{,}5} = 1{,}4.$

$\Delta_i = 0{,}4 b_f = 0{,}4 \cdot 1{,}5 = 0{,}6$ м.

Соотношение сторон фундамента $h_2 = 4{,}5$ м, $\gamma_2 = 20{,}2$ кН/м^3, $E_{02} = 31$ МПа.

– на уровне поверхности грунтовых вод (глубина уровня грунтовых вод $d_w = h_1 - h_w = 3{,}5 - 1{,}2 = 2{,}3$ м)

$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot d_w = 18{,}5 \cdot 2{,}3 = 42{,}6$ кПа, $0{,}5\sigma_{zg1} = 21{,}3$ кПа;

– на границе первого слоя с учетом взвешивающего действия воды

слои толщиной: $\Delta_i = 0{,}4 b_f = 0{,}4 \cdot 1{,}5 = 0{,}6$ м $\gamma_{sb1} = \dfrac{\gamma_{s1} - \gamma_w}{1 + e_1} = \dfrac{26{,}6 - 10}{1 + 0{,}64} = 10{,}1$кН/м^3,

$$\eta = \frac{l_f}{b_f} = \frac{2{,}1}{1{,}5} = 1{,}4.$$

Соотношение сторон фундамента

Для удобства все вычисления ведем в табличной форме (табл.8).

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемого слоя на глубину $H_c = 2{,}9$ м (рис. 5.2):

$$s = \frac{0{,}8}{13000}(231{,}4 \cdot 0{,}6 + 172{,}8 \cdot 0{,}6 + 107{,}3 \cdot 0{,}6 + 79{,}5 \cdot 0{,}1) +$$
$$+ \frac{0{,}8}{31000}(65{,}1 \cdot 0{,}5 + 44{,}4 \cdot 0{,}6 + 31{,}3 \cdot 0{,}6) = 0{,}021\text{м}.$$

Таблица 5.1

Вид грунта	z_i, м	Δ_i, м	$\xi_i = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{z\gamma,i}$ кПа	$\sigma_{z\gamma,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{z\gamma,i}^{cp}$	E_{0i}, МПа
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*
Песок	0,0		0,0	1,000	280,0		29,6			
	0,6	0,6	0,8	0,848	237,4	258,7	25,1	27,4	231,4	
	1,2	0,6	1,6	0,532	149,0	193,2	15,7	20,4	172,8	13
	1,8	0,6	2,4	0,325	91,0	120,0	9,6	12,7	107,3	
	1,9	0,1	2,5	0,310	86,8	88,9	9,2	9,4	79,5	
Глина	2,4	0,5	3,2	0,210	58,8	72,8	6,2	7,7	65,1	
	3,0	0,6	4,0	0,145	40,6	49,7	4,3	5,3	44,4	31
	3,6	0,6	4,8	0,105	29,4	35,0	3,1	3,7	31,3	

Проверяем соблюдение условия $S = 2{,}1$ см $\le S_u = 10$ см, условие соблюдается, следовательно, фундамент запроектирован верно.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 5.1.

Определить абсолютную величину осадки столбчатого фундамента мелкого заложения одноэтажного производственного здания с полным железобетонным сборным каркасом методом послойного суммирования.

Схема к задаче представлена на рис. 5.1. Исходные данные приведены в табл. А.5 приложения А настоящих методических указаний.

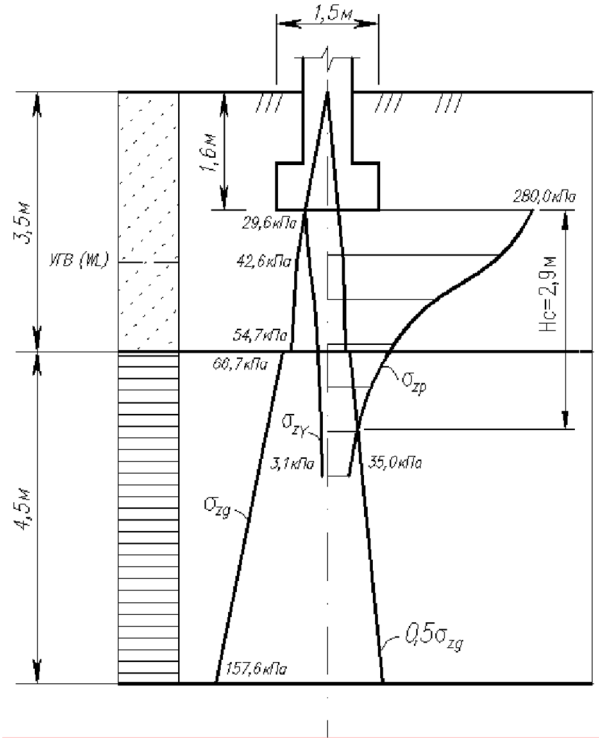


Рис. 5.2. Схема к расчету осадки методом послойного суммирования

Контрольные вопросы

1. В чем заключается сущность расчета осадки методом послойного суммирования?

2. Какие фундаменты относятся к гибким фундаментам?

3. Что входит в задачу расчета гибкого ленточного фундамента?

4. Что является предпосылкой расчета гибких фундаментных балок по методу местных упругих деформаций?

5. На какие расчетные нагрузки производится расчет на прочность тела фундамента? Учитывается ли собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах?

Список литературы: [3, 4, 5, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СЛОЯ

Цель занятия: изучить методику определения абсолютной осадки основания плитного фундамента методом линейно-деформируемого слоя.

Теоретический материал

Для предварительных расчетов деформаций основания фундаментов сооружений II и III уровней ответственности при среднем давлении под подошвой фундамента p, не превышающем расчетное сопротивление грунта R, допускается применять расчетную схему в виде линейно деформируемого слоя, при соблюде-

нии следующих условий:

– ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ *м*;

– среднее давление под подошвой фундамента изменяется в пределах от 150 до 500 кПа;

– глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \leq 5$м;

– в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \geq 10$ МПа.

Среднюю осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя, определяют по формуле:

$$S = \frac{p \cdot b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i-1}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \qquad (6.1)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

b – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента, м;

k_c и k_m – коэффициенты;

n – число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H, определяемого по формуле 5.2;

k_i и k_{i-1} – коэффициенты, определяемые в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля *i*-го слоя соответственно

$$\xi_i = \frac{2z_i}{b} \text{ и } \xi_{i-1} = \frac{2z_{i-1}}{b};$$

E_i – модуль деформации *i*-го слоя грунта.

Толщина линейно-деформируемого слоя *H*, вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) \cdot k_p, \qquad (6.2)$$

где H_0 и ψ – принимается соответственно равными для оснований сложенных: пылевато-глинистыми грунтами 9 м и 0,15; песчаными грунтами – 6 м и 0,1;

b – ширина подошвы фундамента, м;

k_p – коэффициент, принимаемый равным: k_p = 0,85 при среднем давлении под подошвой фундамента Р = 150 кПа; k_p = 1,2 при Р = 500 кПа, при промежуточных значениях средних давлений p величина k_p принимается по линейной интерполяции.

Если основание сложено пылевато-глинистыми и песчаными грунтами, значение толщи линейно-деформируемого слоя грунта Н определяется по формуле

$$H = H_S + \frac{h_{cl}}{3}, \tag{6.3}$$

где H_S – мощность слоя, вычисленная по формуле (5.2) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами;

h_{cl} – суммарная толщина слоев пылевато-глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной H_{cl} – значению Н, вычисленному по формуле (5.2) в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами.

Схемы к расчету осадки фундамента методом линейно- деформируемого слоя представлены на рис. 6.1.

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u,

$$S \le S_u, \tag{6.4}$$

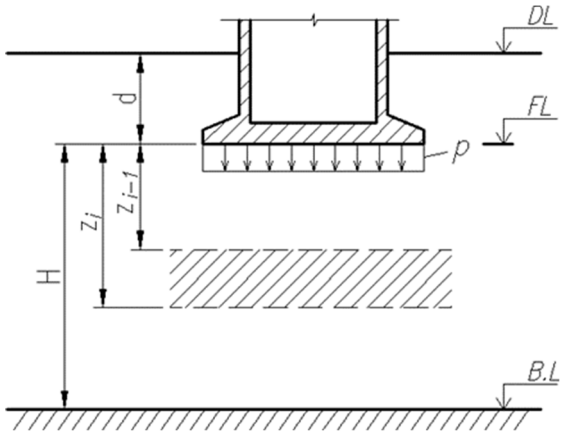


Рис. 6.1. Схема к расчету осадки фундамента методом линейно-деформируемого слоя

Пример расчета

Пример 6.1

Определить абсолютную величину осадки железобетонного плитного фундамента многоэтажного здания монолитной конструкции методом линейно-деформируемого слоя. Схема к задаче представлена на рис. 6.2.

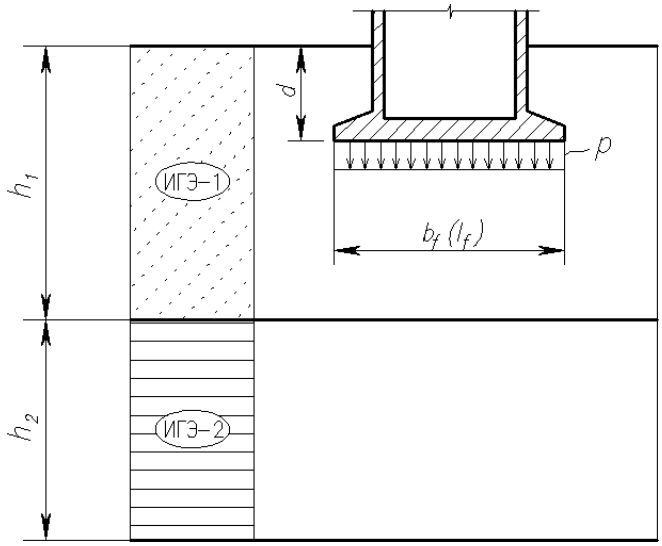


Рис. 6.2. Схема к примеру 6.1

Тип фундамента – железобетонный плитный фундамент мелкого заложения.

Размеры фундамента: b_f = 12м, l_f = 16,8 м.

Глубина заложения подошвы фундамента d = 2,0 м.

Среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента(контактное давление) p = 0,25 МПа.

Грунты основания:

ИГЭ – 1, супесь, h_1 = 5 м, E_1 = 15 МПа;

ИГЭ – 2, глина, h_2 = 15 м, E_2 = 20 МПа.

Решение

По формуле (6.2) определяем мощность сжимаемой толщи H.

Для пылевато-глинистых грунтов, принимаем H_0 = 9 м, ψ = 0,15. Значение коэффициента k_p = 0,95 принимаем по линейной интерполяции между значениями k_p = 0,85 при среднем давлении под подошвой фундамента P = 150 кПа и k_p = 1,2 при P = 500 кПа.

Тогда, подставляя значения H_0 = 9 м, ψ = 0,15, b= 12 м, k_p=0,95 в формулу (6.2), определяем толщину H линейно-деформируемого слоя грунта.

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) \cdot k_p = (9+0{,}15 \cdot 12) \cdot 0{,}95 = 9{,}8 \text{ м}.$$

Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя представлена на рис. 6.3.

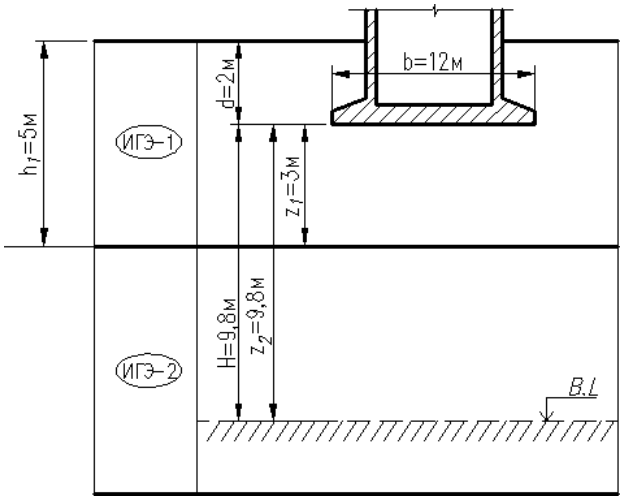


Рис. 6.3. Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

Расчет осадки производим по формуле 6.1

$$S = \frac{p \cdot b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i-1}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} = \frac{0{,}25 \cdot 12 \cdot 1{,}3}{1{,}35} \left(\frac{0{,}125 - 0}{15} + \frac{0{,}52 - 0{,}125}{20} \right) = 0{,}081\text{м} = 8{,}1\text{см},$$

где p =0,25 МПа – среднее давление под подошвой фундамента;

b = 12м – ширина подошвы фундамента;

k_c =1,3 при значении

$$1 < \xi = \frac{2 \cdot H}{b} = \frac{2 \cdot 9{,}8}{12} = 1{,}63 < 2;$$

k_m = 1,35 при значении $10 < b < 15$;

n = 2 – число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H;

E_1 = 15 МПа – модуль деформации ИГЭ-1;

E_2 = 20 МПа – модуль деформации ИГЭ-2.

Определяем значения коэффициентов k_i:

– на глубине z_0=0 (на уровне подошвы фундамента) при $\xi = 2z / b = 0$ исоотношении $\eta = l / b = 16{,}8 / 12 = 1{,}4$, $k_0 = 0$;

– на глубине z_1 = 3м от подошвы (на кровле ИГЭ-2) при $\xi = 2z / b = 0{,}5$ исоотношении $\eta = l / b = 1{,}4$, $k_1 = 0{,}125$;

– на глубине z_2 = 9,8м от подошвы (на уровне нижней границы сжимаемой толщи) при $\xi = 2z / b = 1{,}63$ и соотношении $\eta = l / b = 1{,}4$, $k_2 = 0{,}52$.

Проверяем соблюдение условия S = 8,1 см ≤ S_u = 15, условие соблюдается, следовательно, фундамент запроектирован верно.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 6.1.

Определить абсолютную величину осадки железобетонного плитного фундамента многоэтажного здания монолитной конструкции методом линейно-деформируемого слоя.

Схема к задаче представлена на рис. 6.1. Исходные данные приведены в табл. А.6 приложения А настоящих методических указаний.

Контрольные вопросы

1. В чем заключается сущность расчета осадки методом послойного суммирования?
2. Какие фундаменты относятся к гибким фундаментам?
3. Что входит в задачу расчета гибкого ленточного фундамента?
4. Что является предпосылкой расчета гибких фундаментных балок по методу местных упругих деформаций?
5. На какие расчетные нагрузки производится расчет на прочность тела фундамента? Учитывается ли собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах?

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ (МЕТОД Н.А. ЦЫТОВИЧА)

Цель занятия: изучить методику определения абсолютной осадки основания ленточного фундамента методом эквивалентного слоя (метод Н.А. Цытовича).

Теоретический материал

Метод эквивалентного слоя, предложенный Н.А. Цытовичем, дает возможность для многослойных оснований существенно упростить технику расчета конечных осадок и их развития во времени. Этот метод приводит сложную пространственную задачу к эквивалентной, одномерной. По теоретическим предпосылкам он занимает промежуточное положение между строгими аналитическими решениями и методом послойного суммирования. Методом эквивалентного слоя, как считает Н.А. Цытович, можно пользоваться при площади подошвы фундаментов менее 50 м^2. Это ограничивает возможность использования метода для определения осадки фундаментов с учетом загружения соседних площадей.

Основные предпосылки, положенные в основу данного метода:

– грунт рассматривается как линейно-деформируемая среда;

– учитывается ограниченное боковое расширение грунтов и жесткость фундаментов;

– учитываются вес компоненты нормальных напряжений.

Эквивалентным слоем называется такой слой грунта толщиной $h_э$, осадка которого при сплошной нагрузке p_0 на поверхности грунта равна осадке грунтового полупространства под воздействием местной нагрузки той же интенсивности.

Толщина эквивалентного слоя $h_э$ грунта зависит от коэффициента Пуассона ν, коэффициента формы площади и жесткости фундамента ω и его ширины b. Толщина эквивалентного слоя $h_э$ грунта рассчитывается по формуле:

$$h_э = A_\omega \cdot b, \qquad (7.1)$$

где A_ω – коэффициент эквивалентного слоя грунта, зависящий от коэффициента Пуассона ν для различных грунтов и соотношения сторон загруженной площади

$$\alpha = \frac{a}{b}.$$

Осадка линейно-деформируемого слоя грунта при сплошной равномерно-распределенной нагрузке рассчитывается по формуле:

$$S = p_0 \cdot h_э \cdot m_\nu, \qquad (7.2)$$

где p_0 – давление по кровле сжимаемого слоя;

$h_э$ – толщина эквивалентного слоя грунта, к поверхности которого приложена сплошная равномерно-распределенная нагрузка интенсивностью p;

m_ν – коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя вычисляют приближенно. В расчетной схеме сжимаемую толщу грунта, которая практически оказывает влияние на осадку фундамента, принимают в среднем равной двум мощностям эквивалентного слоя: $H_c = 2 \cdot h_э$, а распределение дополнительных давлений в основании – в виде треугольной эпюры. Вершину треугольной эпюры назначают на глубине, равной H_c, а основание эпюры, равное p_0 (рис. 7.2). Грунты, вошедшие в сжимаемую толщу, считают однородными с осредненными характеристиками. Средневзвешенный коэффициент относительной сжимаемости $\overline{m}_\nu$ находится из условия, что полная осадка сжимаемой толщи H_c равна сумме осадок входящих в нее слоев:

$$\overline{m}_\nu = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i m_{\nu i} z_i}{2h_э^2}, \qquad (7.3)$$

где h_i – толщина отдельных слоев грунта в пределах глубины H_c;

$m_{\nu i}$ – коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя грунта;

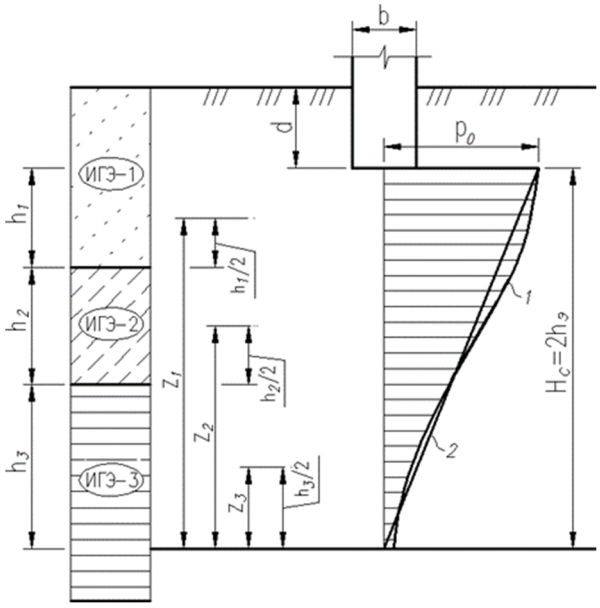
z_i – расстояние от точки, соответствующей глубине H_c, до середины рас-

сматриваемого слоя *i*.

Коэффициент относительной сжимаемости *i* –го слоя грунта определяется по формуле:

$$m_{\nu_i} = \frac{\beta_i}{E_i}, \qquad (7.4)$$

где $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$, зависит от коэффициента поперечных деформаций грунта;



1 – криволинейная эпюра дополнительных напряжений по оси фундамента;
2 – эквивалентная по площади треугольная эпюра с вершиной на глубине $2h_э$ от уровняподошвы фундамента;
z_i – расстояние от середины рассматриваемого слоя до глубины $2h_э$

Рис. 7.2. Схема к расчету осадки методом эквивалентного слоя для слоистого напластования грунтового основания

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта.

При решении практических задач коэффициент β допускается принимать равным: для пылеватых и мелких песков – 0,8; супесей – 0,7; суглинков – 0,5; глин – 0,4.

Мощность эквивалентного слоя определяется так же, как и при однородном основании. В предварительных расчетах можно принимать коэффициент Пуассона ν для сжимаемой толщи с преобладанием глинистых грунтов ν=0,35 и с преобладанием песчаных грунтов ν = 0,3.

Осадка слоистых оснований методом эквивалентного слоя определяется по формуле 4.2 при замене в ней m_ν на m_ν.

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u.

Пример расчета

Пример 7.1 Тип фундамента – железобетонный ленточный фундамент мелкогозаложения.

Ширина подошвы фундамента: b_f = 1,4м.

Глубина заложения подошвы фундамента d = 1,6м.

Среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента (контактное давление) p = 250кПа.

Грунты основания:

ИГЭ – 1, песок, H_1 = 3м, E_1 = 10 МПа, γ_1=18кН/м^3;

ИГЭ – 2, супесь, H_2 = 4м, E_2 = 15 МПа;

ИГЭ – 3, глина, H_3 = 10м, E_3 = 20 МПа.

Решение:

Давление на грунт основания под подошвой фундамента (вызывающее осадку):

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = p - d \cdot \gamma_1 = 250 - 1{,}6 \cdot 18 = 221{,}2 \text{ кПа}.$$

В основании преобладают глинистые грунты (супесь, глина), поэтому эквивалентную толщу определим при коэффициенте поперечных деформаций (Пуассона) $\nu = 0{,}35$. Для ленточного фундамента (при $\alpha = a/b \geq 10$) находим ва- лентного слоя грунта будет

равна: $A\omega_{const} = 2{,}98$, тогда толщина экви-

$$h_э = A\omega_{const} \cdot b = 2{,}98 \cdot 1{,}4 = 4{,}2\text{м}.$$

Толща грунта, практически влияющая на осадку, составит:

$$H_c = 2 \cdot h_э = 2 \cdot 4{,}2 = 8{,}4\text{м}.$$

Определим коэффициенты относительной сжимаемости для каждого слоя по формуле (4.4):

ИГЭ – 1 песок: $\beta_1 = 0{,}8$; $m_{v_1} = \dfrac{\beta_1}{\overline{E_1}} = \dfrac{0{,}8}{10} = 0{,}08$ МПа$^{-1}$;

ИГЭ – 2, супесь: $\beta_2 = 0{,}7$; $m_{v2} = \dfrac{\beta_2}{E_2} = \dfrac{0{,}7}{15} = 0{,}047$ МПа$^{-1}$;

ИГЭ – 3, глина: $\beta_3 = 0{,}4$; $m_{v3} = \dfrac{\beta_3}{E_3} = \dfrac{0{,}4}{20} = 0{,}02$ МПа$^{-1}$.

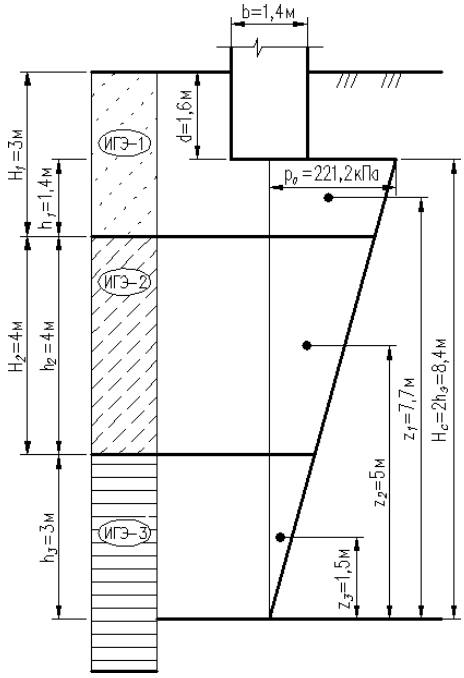


Рис. 9.3. Схема к расчету осадки методом эквивалентного слоя

Определим средневзвешенный коэффициент относительной сжимаемости по формуле (4.3):

$$\overline{m_\nu} = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i m_{\nu i} z_i}{2h_э^2} = \frac{1{,}4 \cdot 0{,}08 \cdot 7{,}7 + 4 \cdot 0{,}047 \cdot 5 + 3 \cdot 0{,}02 \cdot 1{,}5}{2 \cdot 4{,}2^2} = 0{,}054 \text{ МПа}^{-1},$$

где $\begin{cases} z_1 = h_3 + h_2 + h_1/2 = 3 + 4 + 1{,}4/2 = 7{,}7\text{м}; \\ z_2 = h_3 + h_2/2 = 3 + 4/2 = 5\text{м}; \\ z_3 = h_3/2 = 3/2 = 1{,}5\text{м}. \end{cases}$

Средняя осадка фундамента при этом составит:

$$S = p_0 \cdot h_э \cdot \overline{m_\nu} = 221{,}2 \cdot 4{,}2 \cdot 0{,}000054 = 0{,}05 \text{ м} = 5 \text{ см}.$$

Проверяем соблюдение условия $S = 5$ см $\leq S_u = 12$см, условие соблюдается, следовательно, фундамент запроектирован верно.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 7.1.

Определить абсолютную величину осадки ленточного железобетонного фундамента многоэтажного бескаркасного здания с несущими стенами из кирпичной кладки методом эквивалентного слоя.

Схема к задаче представлена на рис. 7.1. Исходные данные приведены в табл. А.7 приложения А настоящих методических указаний.

Контрольные вопросы

1. В чем заключается сущность расчета осадки методом послойного суммирования?
2. В чем заключается сущность расчета осадки методом эквивалентного слоя (по Н.А. Цытовичу)?
3. Что является достоинством метода Н.А. Цытовича?
4. Какие фундаменты относятся к гибким фундаментам?
5. Что входит в задачу расчета гибкого ленточного фундамента?

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 8. РАСЧЕТ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ДРУГ НА ДРУГА

Цель занятия: изучить методику расчета взаимного влияния фундаментов друг на друга при помощи метода угловых точек.

Теоретический материал

Распределение вертикальных напряжений σ_{zc}' в любой точке массива грунта по глубине от действия равномерно распределенной местной нагрузки в пределах или за пределами площадок нагружения может быть определено методом угловых точек по формуле:

$$\sigma_{zc}' = k_c \cdot p, \qquad (8.1)$$

где k_c – коэффициент, Определяемый в зависимости от отношения сторон прямоугольной площади загружения a/b (a – длинная ее сторона, b – короткая, независимо от направления сторон) и отношения z/b (z – глубина, на которой определяется напряжение σ_{zc}');

p – интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Метод угловых точек применяют в случае, когда грузовая площадь может быть разбита на такие прямоугольники, чтобы рассматриваемая точка оказалась угловой. В соответствии с этим заданные площадки нагружения необходимо разбить на прямоугольники таким образом, чтобы они имели общую угловую точку, через которую проходит расчетная вертикаль Mi (рис. 8.1÷8.4). Для каждого из этих прямоугольников со сторонами a_i x b_i с помощью таблиц определяют значения коэффициента k_{ci} и, пользуясь принципом независимости дей-

ствия сил, находят алгебраическим суммированием напряжения в заданных точках массива грунта.

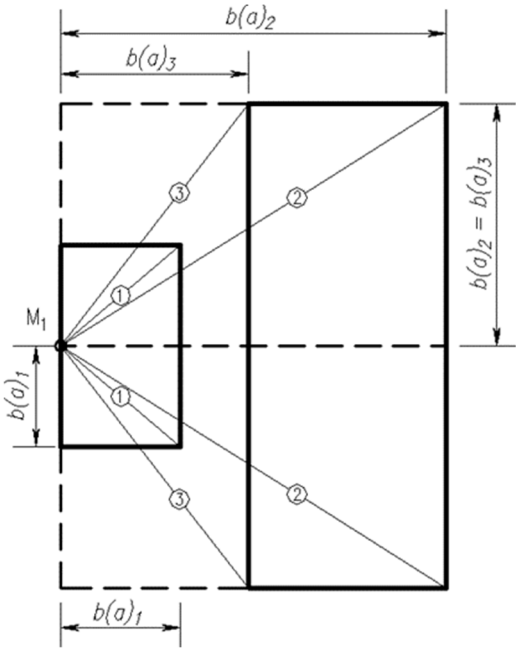


Рис. 8.1 Пример разбивки прямоугольника для вертикали M_1

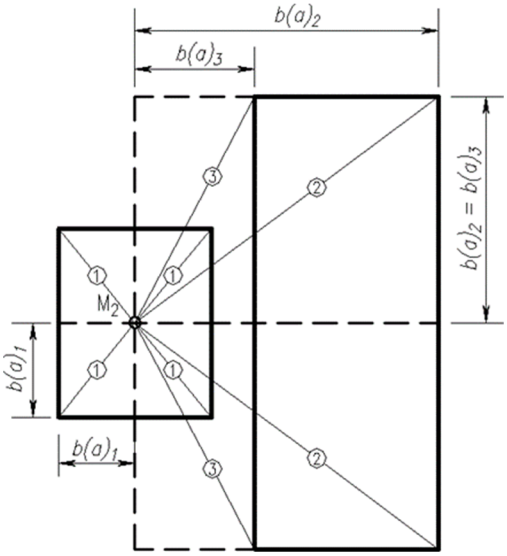


Рис. 8.2. Пример разбивки прямоугольника для вертикали M_2

Напряжения для расчетной вертикали M_1:

$$\sigma_{zc,i} = 2\sigma_{zc}1 + 2\sigma_{zc}2 - 2\sigma_{zc}3 \qquad (8.2)$$

Напряжения для расчетной вертикали M_2:

$$\sigma_{zc,i} = 4\sigma_{zc}1 + 2\sigma_{zc}2 - 2\sigma_{zc}3\,. \qquad (8.3)$$

Напряжения для расчетной вертикали M_3:

$$\sigma_{zc,i} = \sigma_{zc}1 + \sigma_{zc}2 + \sigma_{zc}3 - \sigma_{zc}4 - \sigma_{zc}5 \qquad (8.4)$$

Пример расчета

Пример 8.1

Горизонтальная поверхность массива грунта по прямоугольным площадкам с размерами в плане c_1 x d_1 и c_2 x d_2 нагружена равномерно распределенной вертикальной нагрузкой интенсивностью p_1 и p_2.

Определить величины вертикальных составляющих напряжений σ_z в точках массива грунта для заданной вертикали, проходящей через одну из точек M_1, M_2 или M_3 от совместного действия распределенных нагрузок на поверхности. Расстояние между осями площадок нагружения – L. Точки по вертикали расположить от поверхности на расстоянии 1,0; 2,0; 4,0 и 6,0 м. По вычисленным напряжениям построить эпюру распределения σ_z.

c_1 = 1,9 м, d_1 = 2,5 м, p_1 = 290 кПа, c_2 = 2,8 м, d_2 = 6,0 м, p_2 = 330 кПа, L = 2,8 м, расчетная вертикаль M_3.

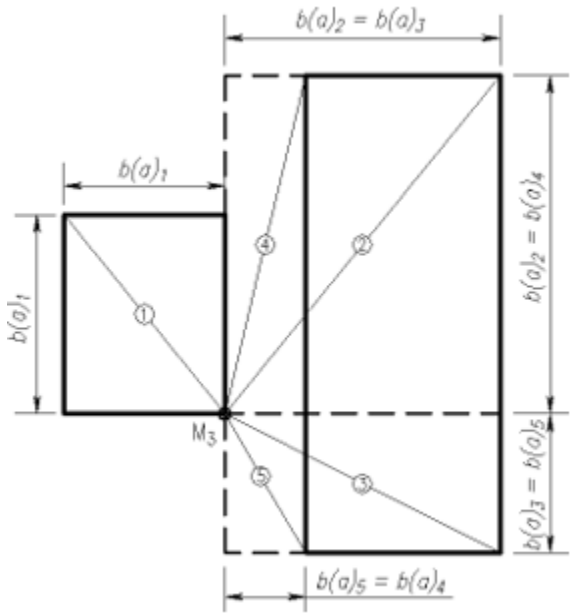


Рис. 8.3 Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_3

c_1 = 1,9 м, d_1 = 2,5 м, p_1 = 290 кПа, c_2 = 2,8 м, d_2 = 6,0 м, p_2 = 330 кПа, L = 2,8 м, расчетная вертикаль M_3.

Схема к задаче представлена на рис. 9.4.

Заданные площадки нагружения разбиваем (достраивая при необходимости) на прямоугольники таким образом, чтобы они имели общую угловую точку, через которую проходит расчетная вертикаль M_3 (рис. 9.5). Таким образом, имеем 5 прямоугольников:

1. a_1 = 2,5 м; b_1 = 1,9 м; p_1 = 290 кПа;
2. a_2 = 4,25 м; b_2 = 3,25 м; p_2 = 330 кПа;
3. a_3 = 3,25 м; b_3 = 1,75 м; p_2 = 330 кПа;
4. a_4 = 4,25 м; b_4 = 0,45 м; p_2 = 330 кПа;
5. a_5 = 1,75 м; b_5 = 0,45 м; p_2 = 330 кПа;

Искомые напряжения найдем, суммируя напряжения от действия нагрузки по прямоугольникам 1, 2 и 3, взятые со знаком «+», и напряжения от действия нагрузки по прямоугольникам 4 и 5 со знаком «–», т.е.

$$\sigma_{zc,i} = \sigma_{zc1} + \sigma_{zc2} + \sigma_{zc3} - \sigma_{zc4} - \sigma_{zc5} = k_{c1} \cdot p_1 + (k_{c2} + k_{c3} - k_{c4} - k_{c5}) \cdot p_2 .$$

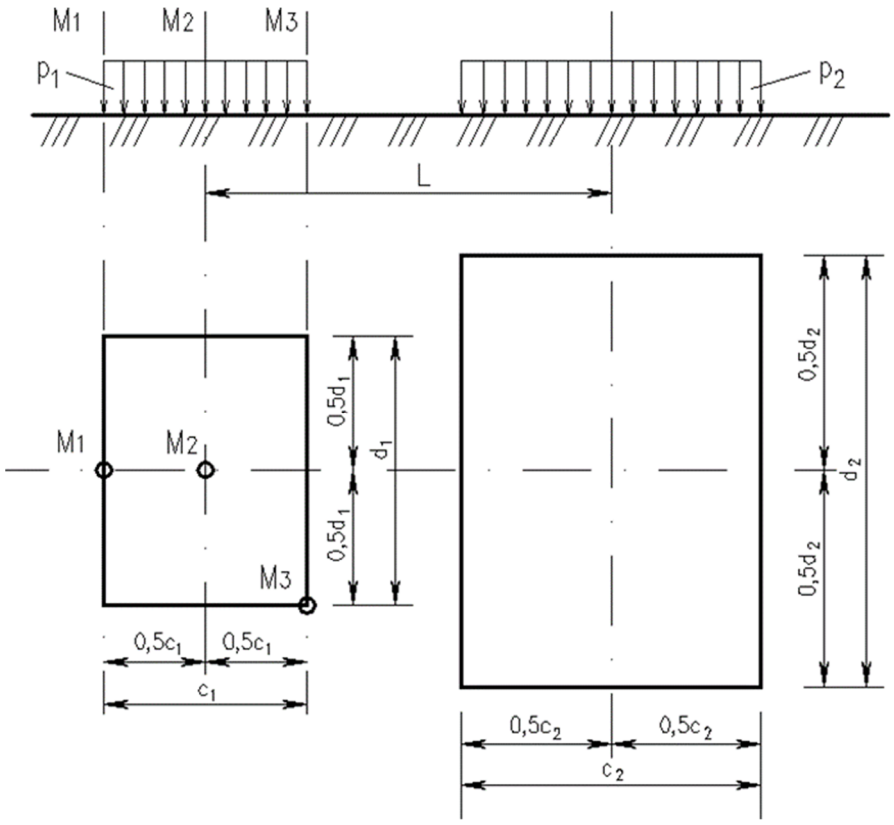


Рис. 8.4. Схема к задаче 8.1

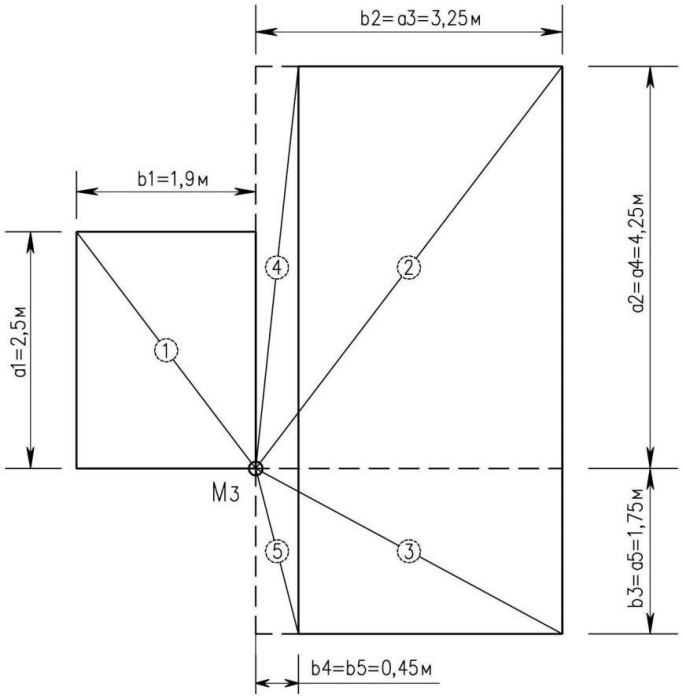


Рис. 8.5. Разбивка на отдельные прямоугольники

Для удобства расчетов вычисления ведем в табличной форме (табл. 8.1 – 8.2).

Таблица 8.1

Напряжения в точке №1

№ № прямоугольников	z_i, м	a_i, м	b_i, м	p_i, кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$k_{ci} \cdot p_i$, кПа
1 (+)	1,0	2,5	1,9	290	1,32	0,53	0,2352	68,2
2 (+)		4,25	3,25	330	0,31	0,31	0,2457	81,1
3 (+)		3,25	1,75		1,86	0,57	0,232	76,6
4 (–)		4,25	0,45		9,44	2,22	0,128	42,2
5 (–)		1,75	0,45		3,89	2,22	0,1251	41,3
$\sigma_{zc,1} = 68,2 + 81,1 + 76,6 - 42,2 - 41,3 = 142$кПа								

Таблица 8.2

Напряжения в точке №2

№ № прямоугольников	z_i, м	a_i, м	b_i, м	p_i, кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	2,0	2,5	1,9	290	1,32	1,06	0,1782	51,7
2 «+»		4,25	3,25	330	1,31	0,62	0,2286	75,4
3 «+»		3,25	1,75		1,86	1,14	0,1983	65,4
4 «–»		4,25	0,45		9,44	4,4	0,069	22,8
5 «–»		1,75	0,45		3,89	4,4	0,0597	19,7
$\sigma_{zc,2} = 51,7 + 75,4 + 65,4 - 22,8 - 19,7 = 150$кПа								

Таблица 8.3

Напряжения в точке №3

№ № прямоугольников	z_i, м	a_i, м	b_i, м	p_i, кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	4,0	2,5	1,9	290	1,32	2,11	0,0933	27,1
2 «+»		4,25	3,25	330	1,31	1,23	0,1654	54,6
3 «+»		3,25	1,75		1,86	2,28	0,1009	33,3
4 «–»		4,25	0,45		9,44	8,89	0,0316	10,4
5 «–»		1,75	0,45		3,89	8,89	0,0199	6,6
$\sigma_{zc,3} = 27,1 + 54,6 + 33,3 - 10,4 - 6,6 = 98$ кПа								

Таблица 8.4

Напряжения в точке №4

№ № прямоугольников	z_i, м	a_i, м	b_i, м	p_i, кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	6,0	2,5	1,9	290	1,32	3,16	0,0508	14,7
2 «+»		4,25	3,25	330	1,31	1,85	0,1013	33,4
3 «+»		3,25	1,75		1,86	3,43	0,0571	18,8
4 «–»		4,25	0,45		9,44	13,3	0,0155	5,1
5 «–»		1,75	0,45		3,89	13,3	0,0084	2,8
$\sigma_{zc,4} = 14,7 + 33,4 + 18,8 - 5,1 - 2,8 = 59$кПа								

По полученным значениям напряжений строим эпюру распределения напряжений σ_{zc} (рис. 8.3).

Задания для индивидуального выполнения

Задание 8.1.

Требуется рассчитать фундамент распорной системы по схеме плоского сдвига по подошве. Схема к задаче представлена на рис. 8.4.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А.8.

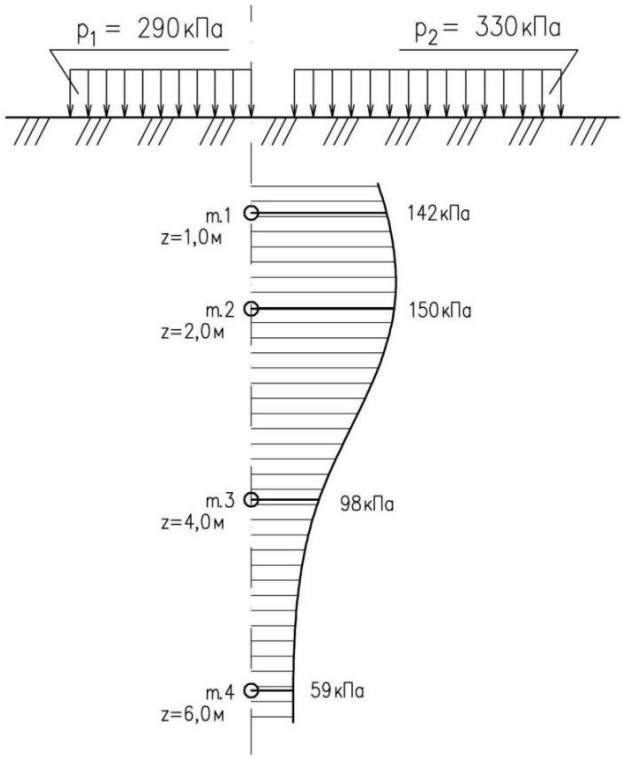


Рис. 8.6. Эпюра распределения напряжений

Контрольные вопросы

1. От каких показателей зависит характер деформаций (осадок и кренов) при взаимном влиянии фундаментов?
2. По какой методике может быть оценено увеличение перекоса нового здания в местах примыкания к существующему?
3. Какие факторы влияют на искривление поверхности грунта?
4. Как производится проектирование внутренних сетей водостоков возводимого и существующего зданий при близком их расположении относительно друг друга?

Список литературы: [1, 2, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ФУНДАМЕНТА ПО СХЕМЕ ПЛОСКОГО СДВИГА.

Цель занятия: изучить методику определения несущей способности основания фундамента мелкого заложения и расчета устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига.

Теоретический материал

Расчет фундамента на сдвиг по его подошве или по подошве грунтовой подушки (рис. 9.1) производится при действии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент при нестабилизированном состоянии грунтов основания, а также и стабилизированного, если не выполняется условие tg δ < sin φI.

При расчете на плоский сдвиг применяется формула

$$\Sigma F_{sa} < \gamma_c \cdot \cdot \Sigma F_{sr} / \gamma_n, \qquad (9.1)$$

где ΣF_{sa} и ΣF_{sr} – суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сил, соответственно удерживающих и сдвигающих, кН.

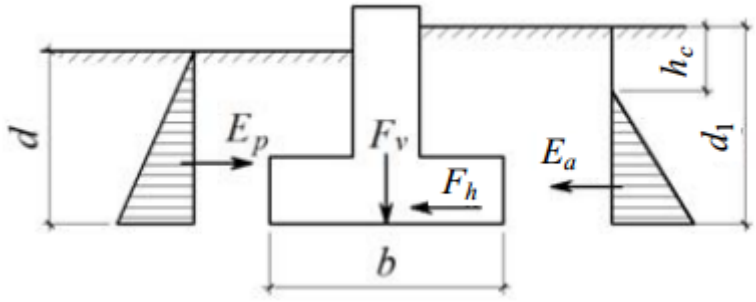


Рис. 9.1. Схема расчета фундамента по схеме плоского сдвига

Сумма удерживающих сил

$$\Sigma F_{sr} = (F_v - u)\ tg\ \varphi_I + A \cdot c_I + E_p. \qquad (9.2)$$

Сумма сдвигающих сил

$$\Sigma F_{sa} = F_h + E_a, \qquad (9.3)$$

где F_v – нормальная к плоскости скольжения составляющая расчетной нагрузки на фундамент, кН;

u – гидростатическое противодавление (при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента);

А –площадь подошвы фундамента, м^2;

Fh – касательная к плоскости скольжения составляющей нагрузки на фундамент, кН;

E_p и E_a – равнодействующие пассивного и активного давления грунта, кН.

Равнодействующая пассивного давления грунта на вертикальную грань фундамента определяется по формуле

$$E_p = 1 / 2 (\gamma_I \cdot d \cdot \lambda_p + c_I \cdot d / tg\ \varphi_I) (\lambda_p - 1), \quad (9.4)$$

где d – глубина заложения фундамента со стороны возможного выпора грунта, м;

λ_p– коэффициент пассивного давления грунта, определяется по формуле

$$\lambda_p = tg^2 (45^o + \varphi_I / 2).$$

Равнодействующая активного давления вычисляется по выражению

$$E_a = 1 / 2 \cdot (\gamma_I \cdot d_1 \cdot \lambda_a - 2c_I \cdot \lambda_a) (d_1 - h_c), \quad (9.5)$$

где d_1 – глубина заложения фундамента со стороны, противоположной возможному выпору грунта; λ

a – коэффициент активного давления грунта, определяется по формуле

$$\lambda_a = tg^2 (45^o - \varphi_I / 2); \quad (9.6)$$

$$h_c = 2c_I \cdot \lambda a / (\gamma_I \cdot \lambda_a). \quad (9.7)$$

Пример расчета

Пример 9.1 Требуется рассчитать фундамент распорной системы по схеме плоского сдвига по подошве (рис. 9.2). Грунты основания представлены слоем супеси со следующими характеристиками: $I_l = 0,5$; e = 0,65; c_n = 8 кПа; φ_n = 22°; γ_I = 17,4 кН / м^3. Расчетные нагрузки на уровне подошвы фундамента Fv= 250 кН; F_h = 130 кН. Размеры фундамента получены из расчета по деформациям b = 1,8 м, l = 1,2 м. Глубина заложения фундамента от уровня планировки d = 2,4 м, от уровня пола d_1 = 2,7 м. Класс здания – III.

Решение

1. Определим расчетные значения прочностных характеристик грунта основания:

$c_I = c_n / \gamma_g$ = 8 / 1,5 = 6 кПа; $\varphi_I = \varphi_n / \gamma_g$ = 22 / 1,1 = 20°.

2. Проверяем выполнение условия tg δ < sin φ_I:

$$tg\ \delta = 130 / 250 = 0,52;\ \delta = 28^o;$$
$$\sin 20^o = 0,34;\ tg\ \delta = 0,52 > \sin \varphi_I = 0,34,$$

т. е. условие не выполняется. Расчет следует производить по схеме плоского сдвига (рис. 3.3).

3. Для грунтов обратной засыпки принимаем:

$$\gamma_I' = 0{,}95 \cdot \gamma_I = 0{,}95 \cdot 17{,}4 = 17{,}7 \text{ кН / м}^3;$$

$$c_I' = 0{,}5 \cdot c_I = 0{,}5 \cdot 6 = 3 \text{ кПа}; \varphi_I' = 0{,}9 \cdot \varphi_I = 0{,}9 \cdot 20^o = 18^o.$$

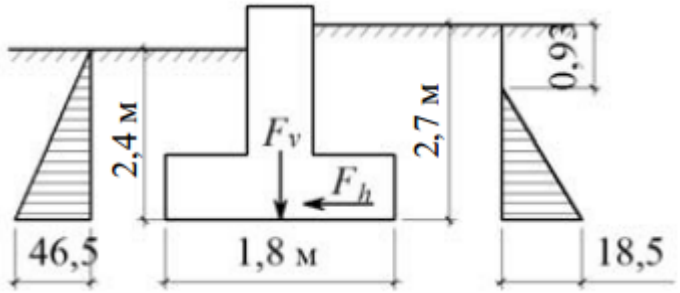


Рис. 9.2. Схема расчета фундамента к примеру 9.1

4. Вычисляем равнодействующие активного и пассивного давления. Для этого предварительно определим коэффициенты λ_a и λ_p, а также h_c:

$$\lambda_a = tg^2 (45^o - 18^o / 2) = 0{,}53;$$

$$\lambda_p = tg^2 (45^o + 18^o / 2) = 1{,}9;$$

$$h_c = 2 \cdot 6 \cdot 0{,}53 / (17{,}7 \cdot 0{,}53) = 0{,}93 \text{ м}.$$

Тогда

$$E_a = 1 / 2(17{,}7 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}53 - 2 \cdot 3 \cdot 0{,}53) \cdot (2{,}7 - 0{,}93) = 18{,}5 \text{ кН};$$

$$E_p = 1 / 2(17{,}7 \cdot 2{,}4 \cdot 1{,}9 + 3 \cdot 2{,}4 / tg\ 18^o) \cdot (1{,}9 - 1) = 46{,}5 \text{ кН}.$$

5. Вычисляем суммы удерживающих и сдвигающих сил по фомулам (9.2 и 9.3):

$$\Sigma F_{sr} = (250 - 0) \cdot tg\ 20^o + 1{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 6 + 46{,}5 = 149{,}5 \text{ кН};$$

$$\Sigma F_{sa} = 130 + 18{,}5 = 148{,}5 \text{ кН}.$$

6. Производим проверку выполнения условия (3.1):

$$\gamma_c \cdot \Sigma F_{sr} / \gamma_n = 0{,}9 \cdot 149{,}5 / 1{,}1 = 122 \text{ кН} < 148{,}5 \text{ кН}.$$

Устойчивость фундамента против сдвига по подошве не обеспечена. При этом увеличение размеров подошвы практически не дает эффекта (в связи с малым значением удельного сцепления грунта с), поэтому целесообразнее устройство фундамента с наклонной подошвой или подушки с наклонной подошвой (с проверкой возможности сдвига по контакту «фундамент – подушка»).

Задания для индивидуального выполнения

Задание 9.1.

Требуется рассчитать фундамент распорной системы по схеме плоского сдвига по подошве. Схема к задаче представлена на рис. 9.1.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А.9.

Контрольные вопросы

1. На какие расчетные нагрузки производится расчет на прочность тела фундамента? Учитывается ли собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах?

2. Каким образом производится армирование стенок стакана?

3. При каких условиях стенки стакана допускается не армировать?

4. С каким шагом устанавливается поперечная арматура во внецентренно сжатых линейных элементах?

5. Выбор глубины заложения фундаментов

6. Определение размеров подошвы фундаментов при действии различных сочетаний нагрузок по двум группам предельных состояний

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 10. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Цель занятия: изучить методику расчета и конструирования свайного фундамента.

Теоретический материал

Расчет свайного фундамента начинается с определения глубины заложения подошвы ростверка.

Затем определяется длина сваи l, назначаемая из условий выбора инженерно-геологического элемента по глубине грунтового массива с наиболее приемлемым условным расчетным сопротивлением R_0 под острием сваи.

Величина анкеровки (l_{an}) сваи в опорном слое грунта принимается:

− не менее 0,5 м в крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песках, глинистых грунтах с показателем текучести $l_L \leq 0,1$;

− не менее 1 м в остальных грунтах.

Оголовок сваи при свободном сопряжении с ростверком должен быть заделан в ростверк на глубину $l_3 = 5 \div 10$см, а при жестком сопряжении принимается по расчету.

Тогда имеем длину сваи:

$$l = l_{an} + h_1 + h_2 + h_3 + \ldots + h_n + l_3, \qquad (10.1)$$

где $h_1, h_2, h_3 \ldots h_n$ – мощности инженерно-геологических элементов на расстоянии от конца призматической части сваи до заделки сваи в ростверк (до подошвы ростверка).

По величине l из сортамента принимается марка сваи.

Определяется несущая способность призматической висячей сваи по грунту основания практическим методом:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \Sigma \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (10.2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1{,}0$;

γ_{cR} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по табл. 7.4 [8], $\gamma_{cR} = 1{,}0$, $\gamma_{cf} = 1{,}0$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по табл. 7.2 [8];

A – площадь опирания на грунт сваи, м^2, принимается по площади поперечного сечения сваи;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

h_i – мощность i-ого однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (принимается не более 2 м);

n – количество слоев грунта, прорезаемых сваей;

f_i – расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по i-ому слою грунта, принимается согласно табл. 7.2 [8];

Далее рассчитывается допустимая нагрузка N_D на сваю:

$$N_D = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (10.3)$$

где γ_0 – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1{,}15$ при кустовом расположении свай;

γ_0 – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности;

γ_0 – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4, если несущая способность сваи определена расчетом.

Исходя из предложения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваи, расположенные в кусте, требуемое количество свай в фундаменте определяют по формуле:

$$n \geq \frac{(N_I + 0{,}1 N_I) \cdot k_I}{N_D}, \quad (10.4)$$

где k_I – коэффициент, учитывающий наличие изгибающего момента, действующего на уровне обреза фундамента, $k_I = 1{,}0 \div 1{,}2$;

$0{,}1N_I$ - ориентировочный вес ростверка и грунта на его обрезах.

После определения количества свай производится размещение их в плане. Конструирование ростверка выполняется конструктивно, руководствуясь следующими требованиями:

– равнодействующая от постоянных нагрузок должна проходить как можно ближе к центру тяжести условной подошвы свайного фундамента;

– минимальное расстояние между осями свай должно быть не менее 3d (где d – диаметр круглой или размер стороны поперечного сечения квадратной сваи);

– расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай принимается равным размеру поперечного сечения сваи;

– с целью использования унифицированной опалубки, габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 0,3 м, а по высоте – 0,15 м.

Пример расчета

Пример 10.1

Многоэтажное здание каркасного типа, с железобетонными колоннами квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0{,}3 \times 0{,}3$м. Нагрузка на обрез фундамента – $N_{II} = 1100$ кН, $M_{II} = 90$кН·м.

Напластование грунтов:

ИГЭ-1 – суглинок тугопластичный (т.к. $I_L = 0{,}27$) $h_1 = 2{,}15$м;

ИГЭ-2 – песок средней плотности $h_2 = 3{,}0$м;

ИГЭ-3 – глина полутвердая (т.к. $I_L = 0{,}2$) $h_3 = 1{,}5$м.

Решение

Принимаем кустовой отдельностоящий тип фундамента.

Величину заделки сваи в ростверк для случая свободного сопряжения принимаем $l_з = 5$см.

Высота плитной части ростверка свайного фундамента по конструктивным соображениям определяется по формуле:

$$h_{pl} = l_з + 0{,}25 = 0{,}05 + 0{,}25 = 0{,}3 \text{ м}.$$

Высоту плитной части ростверка принимаем кратно 0,15 м, т.е. $h_{pl} = 0{,}3$ м.

Высота ростверка: $H_p = h_{pl} + h_{cf} = 0{,}3 + 0{,}45 = 0{,}75$ м, где $h_{cf} = 0{,}45$м – глубина стакана (из задачи №2.1).

Высоту ростверка округляем кратно 0,3 м в большую сторону и принимаем $H_p = 0{,}9$ м.

Определяем глубину заложения ростверка по конструктивным требованиям (рис. 10.1):

$$d_p = H_p + h_ц = 0{,}9 + 0{,}15 = 1{,}05\text{м},$$

где $h_ц$ – высота цоколя, для промздания принимаем $h_ц = 0{,}15$ м.

За опорный слой принимаем ИГЭ-3 – глина полутвердая, $I_L = 0{,}2$. Минимальная глубина погружения сваи в этот слой должна быть не менее 1 м.

Тогда предварительная длина сваи должна составлять не менее (рис. 10.1):

$$l = l_{an} + h_{1/2} + h_2 + l_з = 1,0 + 1,1 + 3,0 + 0,05 = 5,15м,$$

где $h_{1/2}$ – расстояние от подошвы свайного ростверка до кровли второго слоя грунта (ИГЭ-2);

h_2 – мощность второго слоя грунта.

По полученному значению предварительной длины по сортаменту подбираем готовую забивную железобетонную сваю марки С5,5-30 длиной призматической части l = 5,5 м, с размером стороны квадратного поперечного сечения d = 0,3 м.

При этом расчетная глубина заложения принятой сваи равна:

$$d_{св} = d_р + l – l_з = 1,05+5,5-0,05 = 6,5 м.$$

Глубина погружения (анкеровки) сваи в несущей слой грунта при этом составит:

$$h_{3/1}(l_{an}) = d_{св} - h_1 - h_2 = 6,5 - 2,15 - 3 = 1,35 м.$$

Принимаем, что свая погружается путем забивки дизель-молотом.

Так как мощность слоя ИГЭ-2, перерезаемого сваей, составляет 3,0 м (более 2,0 м), разбиваем его на 2 расчетных слоя, соответственно, мощностью 2,0 м и 1,0 м (рис. 10.1).

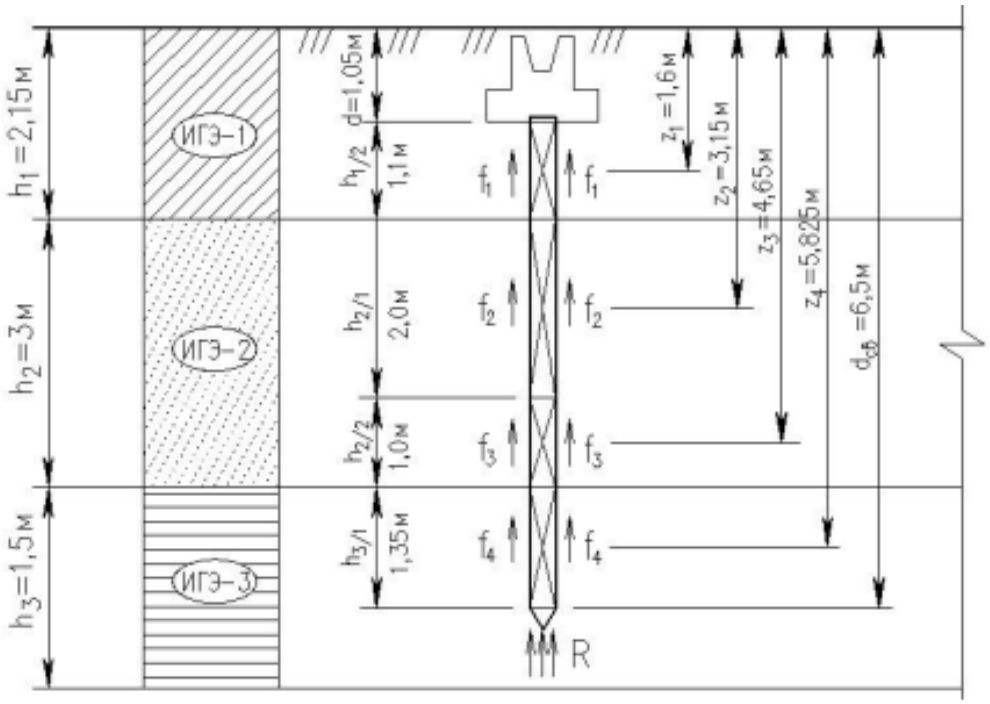


Рис. 10.1. Схема к определению несущей способности одиночной сваи

Для выбранного типа и размера сваи определяем расчетную несущую способность одиночной висячей сваи F_d по формуле (10.2)

$$F_d = \gamma_c \ (\gamma_{cR} RA + u\Sigma\gamma_{cf} f_i h_i) =$$

$= 1 \cdot (1 \cdot 4225 \cdot 0{,}09 + 1{,}2 \cdot 1 \cdot (27 \cdot 1{,}1 + 51 \cdot 2{,}0 + 55 \cdot 1{,}0 + 58 \cdot 1{,}35)) = 698{,}3$ кН,

где $\gamma_c = 1{,}0$; $\gamma_{cR} = 1{,}0$; $\gamma_{cf} = 1{,}0$;

$A = 0{,}3^2 = 0{,}09$ м^2;

$u = 4 \cdot 0{,}3 = 1{,}2$ м;

для 1-ого слоя при $z_1 = 1{,}6$ м − $f_1 = 27$кПа, $h_{1/2} = 1{,}1$м;

для 2-ого слоя при $z_2 = 3{,}15$ м − $f_2 = 51$кПа, $h_{2/1} = 2{,}0$м;

для 2-ого слоя при $z_3 = 4{,}65$ м − $f_3 = 55$кПа, $h_{2/2} = 1{,}0$м;

для 3-ого слоя при $z_4 = 5{,}825$ м − $f_4 = 58$кПа, $h_{3/1} = 1{,}35$м;

для 3-ого слоя при $d_{св} = 6{,}5$ м − $R = 4225$ кПа.

Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на сваю N_D:

$$N_D = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} = \frac{1{,}15 \cdot 698{,}3}{1{,}15 \cdot 1{,}4} = 498{,}8 \text{ кН}.$$

Определяем требуемое количество свай в фундаменте:

$$n \geq \frac{(N_I + 0{,}1N_I) \cdot k_I}{N_D} = \frac{(1320{,}0 + 0{,}1 \cdot 1320{,}0) \cdot 1{,}2}{498{,}8} = 3{,}49 \text{ шт},$$

где k_I – коэффициент для трапецеидальных эпюр принимаем $k_I = 1{,}2$;

$N_I = \gamma_f N_{II} = 1{,}2 \cdot 1100 = 1320$ кН;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1{,}2$.

Полученное количество свай округляем в большую сторону и принимаем $n = 4$шт.

Конструирование ростверка:

– минимальное расстояние в плане между осями свай принимаем $3d = 3 \cdot 0{,}3 = 0{,}9$м;

– расстояние от края ростверка до наружной грани сваи крайнего ряда (свес плитной части) принимаем равным $0{,}3d + 0{,}05$м $= 0{,}3 \cdot 0{,}3 + 0{,}05 = 0{,}14$м $\approx$ 0,15м;

– с целью использования унифицированной опалубки габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 0,3м, а по высоте – 0,15м;

– конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины заложения стакана.

Конструирование ростверка свайного фундамента приведено на рис. 10.2.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 10.1.

При заданных инженерно-геологических условиях и заданной нагрузке на обрез фундамента N_{II} и M_{II} запроектировать отдельно стоящий (кустовой) свайный фундамент. Схема к задаче представлена на рис. 10.1.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А.10.

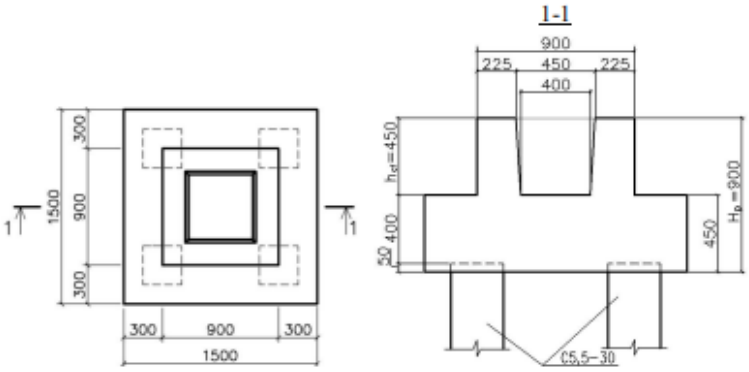


Рис. 10.2. Конструирование ростверка

Контрольные вопросы

1. Что такое сваи, ростверк, свайный куст?
2. Где используются свайные фундаменты глубокого заложения?
3. Какие сваи применяются вблизи водных объектов сваи для возведения свайных берегоукрепительных инженерных сооружений (заграждений)?
4. Для чего используются свайные преграждающие сооружения?
5. Когда впервые было предложено использование электроосмоса для погружения свай?

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 11. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ СВАЙНОГО КУСТА

Цель занятия: изучить методику расчета определения абсолютной осадки свайного куста.

Теоретический материал

Расчет осадки одиночных висячих свай в линейно-деформируемом полупространстве при выполнении условия I/d > G1I/G2d > 1 производят по формуле [8]:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 I} \qquad (11.1)$$

где N – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

I – длина сваи, м;

d – наружный диаметр поперечного сечения ствола сваи, м;

G_1 – модуль сдвига слоя грунта, прорезаемого сваей, МПа;

v_1 – коэффициент Пуассона слоя грунта, прорезаемого сваей, МПа;

G_2 – модуль сдвига слоя грунта, прорезаемого сваей, МПа;

v_2 – коэффициент Пуассона слоя грунта, прорезаемого сваей, МПа;

β – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1-(\beta'/\alpha')}{\chi} \qquad (11.2)$$

здесь $\beta' = 0{,}17 \cdot ln\ (k_v G_1 l / G_2 d)$ – коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ($EA = \infty$);

$\alpha' = 0{,}17 \ln\ (k_{v1} l / d)$ – тот же коэффициент для случая одиночного основания с характеристиками G_1 и v_1;

$\chi = EA / G_1 I^2$ – относительная жесткость сваи;

EA – жесткость ствола сваи на сжатие, МН;

λ_1 – параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле:

$$\lambda_1 = \frac{2{,}12\ \chi^{3/4}}{1+2{,}12\ \chi^{3/4}} \qquad (11.3)$$

k_v, k_{v1} – коэффициенты, определяемые по формуле:

$$k_v = 2{,}82 - 3{,}87v + 2{,}18v^2 \qquad (11.4)$$

соответственно, при $v = (v_1+v_2) / 2$ и при $v = v_1$.

Характеристики G_1 и v_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и v_2 – в пределах 0,5l, т.е. на глубинах от 1 до 1,5l от верха свай, при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

Модуль сдвига грунта $G = E_0 / 2(1+v)$ допускается принимать равным $0{,}4E_0$, а коэффициент k_v равным 2,0 (где E_0 – модуль общей деформации).

Расчетный диаметр d для свайного некруглого сечения, в частности стандартных забивных свай заводского изготовления, вычисляется по формуле:

$$d = \sqrt{4A/\pi} \qquad (11.5)$$

где A – площадь поперечного сечения сваи.

Расчет осадки свайного куста

При расчете осадок группы свай необходимо учитывать их взаимное влияние. Дополнительная осадка сваи, находящейся на расстоянии *a* (расстояние измеряется между осями свай) от сваи, к которой приложена нагрузка N, равна:

$$S_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l}, \qquad (11.6)$$

где

$$\delta = \begin{cases} 0{,}17 \ln \dfrac{k_v G_1 l}{2G_2 a} & \text{если } \dfrac{k_v G_1 l}{2G_2 a} > 1; \\ 0 & \text{если } \dfrac{k_v G_1 l}{2G_2 a} \le 1. \end{cases} \qquad (11.7)$$

Расчет осадки i-й сваи в группе из n свай при известном распределении нагрузок между сваями производится по формуле:

$$s_i = s(N_i) + \Sigma\, \delta_{ij} \frac{N_i}{G_1 l} \qquad (11.8)$$

где $s(N_i)$ – осадка одиночной сваи, определяемая по формуле (6.1);

δ_{ij} – коэффициенты, рассчитываемые по формуле (11.7) в зависимости от расстояния между i-q b j-q сваями;

N_j – нагрузка на j-ю сваю.

Пример расчета

Пример 11.1

Определить осадку кустового свайного фундамента, состоящего из четырех забивных свай С5,5-30 из бетона класса В30, законструированного в задаче №5. Расстояние между осями соседних свай а = 0,9 м (рис. 11.1 и 11.2). Грунтовые условия представлены на рис. 10.1.

Характеристики деформативности грунтов, прорезаемых сваей:

ИГЭ-1 – суглинок тугопластичный с модулем деформации $E'_0 = 17$ МПа и коэффициентом Пуассона v' = 0,35;

ИГЭ-2 – песок средней крупности с модулем деформации $E''_0 = 28$ МПа и коэффициентом Пуассона v'' = 0,3;

ИГЭ-3 – глина полутвердая с модулем деформации $E'''_0 = 21$МПа и коэффициентом Пуассона v'''=0,41.

Решение

Определим деформационные характеристики приведенного трехслойного основания:

− для ИГЭ-1 $G' = \dfrac{E'_0}{2(1+v')} = \dfrac{17}{2(1+0{,}35)} = 6{,}3$ МПа;

− для ИГЭ-2 $G'' = \dfrac{E''_0}{2(1+v'')} = \dfrac{28}{2(1+0{,}3)} = 10{,}77$ МПа;

− для ИГЭ-3 $G''' = \dfrac{E'''_0}{2(1+v''')} = \dfrac{21}{2(1+0{,}41)} = 7{,}45$ МПа.

Осредненное значение модуля сдвига и коэффициента Пуассона грунтов, прорезаемых сваей (рис. 11.1):

$$G_1 = \frac{6{,}3 \cdot 1{,}1 + 10{,}77 \cdot 3{,}0 + 7{,}45 \cdot 1{,}35}{5{,}45} = 9{,}05 \text{ МПа};$$

$$v_1 = \frac{0{,}35\cdot 1{,}1+0{,}3\cdot 3{,}0+0{,}41\cdot 1{,}35}{5{,}45} = 0{,}337.$$

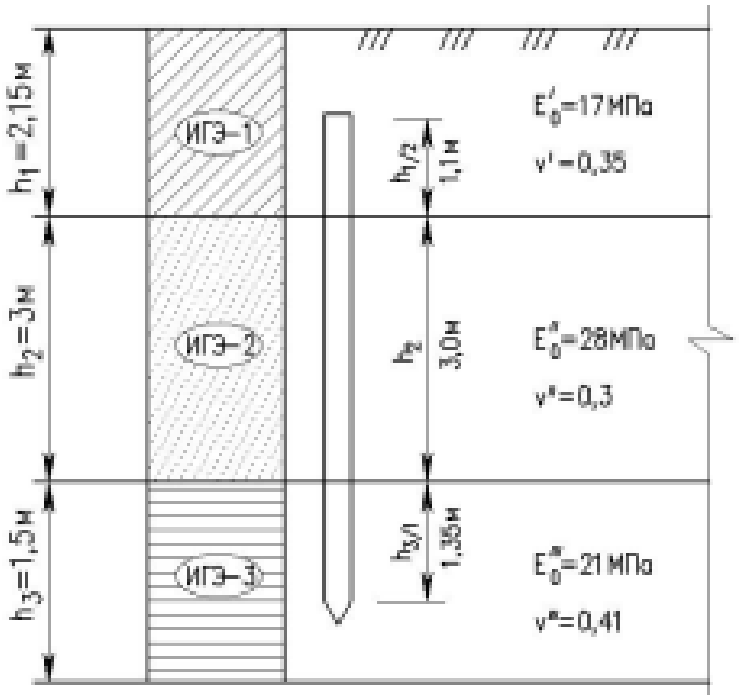


Рис. 11.1. Свая и деформативные параметры основания

Модуль сдвига и коэффициента Пуассона грунта под нижним концом сваи:

$$G_2 = G''' = 7{,}45 \text{ МПа}; \; \nu_2 = \nu''' = 0{,}41.$$

Подсчитаем все необходимые для расчета коэффициенты и параметры:

$$k_{\nu 1} = 2{,}82 - 3{,}78\cdot 0{,}337+2{,}18\cdot 0{,}337^2 = 1{,}79;$$

$$\nu = \frac{\nu_1+\nu_2}{2} = \frac{0{,}337+0{,}413}{2} = 0{,}375;$$

$$k_\nu = 2{,}82 - 3{,}78\cdot 0{,}375+2{,}18\cdot 0{,}375^2 = 1{,}71;$$

$$\alpha' = 0{,}171\cdot \ln \frac{1{,}79\cdot 5{,}5}{0{,}339} = 0{,}57 \text{ (где } d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4\cdot 0{,}09/3{,}14} = 0{,}339\text{м});$$

$$\beta' = 0{,}171\cdot \ln \frac{1{,}71\cdot 9{,}05\cdot 5{,}5}{7{,}45\cdot 0{,}339} = 0{,}6.$$

Модуль упругости материала ствола сваи E = 32,5 МПа (бетон класса B30), поэтому жесткость ствола на сжатие:

$$EA = E\frac{\pi d^2}{4} = 32{,}5\cdot 103\,\frac{\pi\cdot 0{,}339^2}{4} = 2{,}93\cdot 10^3 \text{ кН}.$$

Относительная жесткость сваи:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2} = \frac{2{,}93 \cdot 10^3}{9{,}05 \cdot 5{,}5^2} = 10{,}7.$$

Находим

$$\lambda_1 = \frac{2{,}12\chi^{3/4}}{1+2{,}12\chi^{3/4}} = \frac{2{,}12 \cdot 10{,}7^{3/4}}{1+2{,}12 \cdot 10{,}7^{3/4}} = 0{,}926;$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + (1 - \frac{\beta'}{\alpha'}) / \chi = \frac{0{,}6}{0{,}926} + 1 - \frac{0{,}6}{0{,}57} / 10{,}7 = 0{,}643.$$

Определяем осадку одиночных свай 1 и 2 (рис. 11.2)

$$s_1' = s_2' = \beta \frac{N_{1(2)}}{G_1 l} = 0{,}643 \frac{0{,}353}{9{,}05 \cdot 5{,}5} = 0{,}0046 \text{ м},$$

где N_1, N_2 – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваи 1 и 2 (рис. 11.3)

$$N_1 = N_2 = \frac{N_{II}+0{,}1N_{II}}{n} + \frac{M_{II} \cdot I_i}{\Sigma I_i^2} = \frac{N_{II}+0{,}1N_{II}}{n} + \frac{M_{II} \cdot a/2}{\Sigma (a/2)^2} =$$

$$= \frac{1100+110}{4} + \frac{90 \cdot 0{,}45}{4 \cdot 0{,}45^2} = 353 \text{ кН} = 0{,}353 \text{ МН}.$$

Определяем осадку одиночных свай 3 и 4 (рис. 11.2)

$$s_3' = s_4' = \beta \frac{N_{3(4)}}{G_1 l} = 0{,}643 \frac{0{,}253}{9{,}05 \cdot 5{,}5} = 0{,}0033 \text{ м},$$

где N_3, N_4 – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваи 3 и 4 (рис.11.3)

$$N_3 = N_4 = \frac{N_{II}+0{,}1N_{II}}{n} - \frac{M_{II} \cdot I_i}{\Sigma I_i^2} = \frac{N_{II}+0{,}1N_{II}}{n} - \frac{M_{II} \cdot a/2}{\Sigma (a/2)^2} =$$

$$= \frac{1100+110}{4} - \frac{90 \cdot 0{,}45}{4 \cdot 0{,}45^2} = 253 \text{ кН} = 0{,}253 \text{ МН}.$$

Определяем дополнительные осадки сваи от взаимного влияния соседних свай, находящихся на расстоянии *a*.

Вычисляем коэффициенты δ_{ij} для соседних свай (см. рис. 11.2).

Так как

$$\frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} = \frac{1{,}71 \cdot 9{,}05 \cdot 5{,}5}{2 \cdot 7{,}45 \cdot 0{,}9} = 6{,}347 > 1, \text{ то}$$

$$\delta_{13} = \delta_{13} = \delta_{21} = \delta_{24} = \delta_{31} = \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{42} = 0{,}171 \cdot \ln \frac{1{,}71 \cdot 9{,}05 \cdot 5{,}5}{2 \cdot 7{,}45 \cdot 0{,}9} = 0{,}316.$$

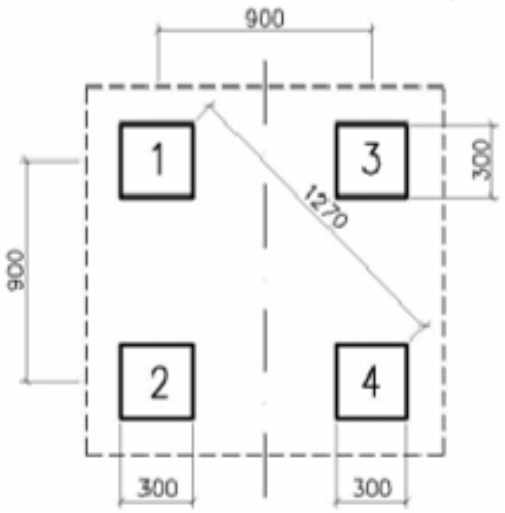


Рис. 11.2 План свайного куста

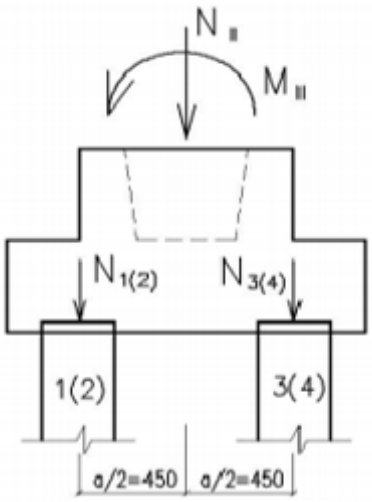


Рис. 11.3 К определению нагрузок, передаваемых на сваи

Вычисляем коэффициенты δ_{ij} для свай, расположенных по диагонали (см. рис. 11.2).

Так как

$$\frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} = \frac{1{,}71 \cdot 9{,}05 \cdot 5{,}5}{2 \cdot 7{,}45 \cdot 1{,}27} = 4{,}498 > 1, \text{ то}$$

$$\delta_{14} = \delta_{41} = \delta_{23} = \delta_{32} = 0{,}171 \cdot \ln \frac{1{,}71 \cdot 9{,}05 \cdot 5{,}5}{2 \cdot 7{,}45 \cdot 1{,}27} = 0{,}257.$$

Осадки каждой сваи куста, состоящего из 4 свай, при известном распределении нагрузок между ними производим по формулам:

$$s_1 = s_2 = s_1' + \delta_{12}\frac{N_2}{G_1 I} + \delta_{13}\frac{N_3}{G_1 I} + \delta_{14}\frac{N_4}{G_1 I} =$$

$$= 0{,}0046 + 0{,}316\,\frac{0{,}353}{9{,}05\cdot 5{,}5} + 0{,}316\,\frac{0{,}253}{9{,}05\cdot 5{,}5} + 0{,}257\,\frac{0{,}253}{9{,}05\cdot 5{,}5} = 0{,}0098 \text{ м} = 0{,}98 \text{ см};$$

$$s_3 = s_4 = s_3' + \delta_{31}\frac{N_1}{G_1 I} + \delta_{32}\frac{N_2}{G_1 I} + \delta_{34}\frac{N_4}{G_1 I} =$$

$$= 0{,}0033 + 0{,}316\,\frac{0{,}353}{9{,}05\cdot 5{,}5} + 0{,}257\,\frac{0{,}353}{9{,}05\cdot 5{,}5} + 0{,}316\,\frac{0{,}253}{9{,}05\cdot 5{,}5} = 0{,}009 \text{ м} = 0{,}9 \text{ см}.$$

Общую осадку отдельностоящего свайного фундамента определяем как среднюю осадку для всех свай:

$$S = \frac{\Sigma s_i}{n} = \frac{0{,}98 + 0{,}98 + 0{,}9 + 0{,}9}{4} = 0{,}94 \text{ см}.$$

Проверяем условие:

$$S = 0{,}94 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

Условие выполняется, осадки фундамента не превышают предельно допустимые значения.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 11.1.

Определить абсолютную величину осадки S кустового свайного фундамента, законструированного в задаче практического занятия №10.

Контрольные вопросы

1. От чего зависит величина несущей способности одиночной сваи по грунту?
2. От чего зависит несущая способность одиночных свай?
3. Как определяется несущая способность свайного фундамента из свай-стоек?
4. Какие существуют методы определения несущей способности одиночной сваи?
5. Как может осуществляться зондирование? Назовите виды зондирований.

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 12. ПОДБОР МОЛОТА ДЛЯ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО ОТКАЗА

Цель занятия: изучить методику подбора молота для погружения свай и

определения расчетного отказа.

Теоретический материал

Подбор молота для погружения свай определяется в следующей последовательности.

1. Выбираем марку дизель-молота со всеми расчетными параметрами.
2. Проверяем пригодность дизель-молота. Должно выполняться условие:

$$\frac{m_1+m_2+m_3}{E_d} \le K, \qquad (12.1)$$

где m_1 – полный вес молота;

m_2 – вес сваи, оголовка;

m_3 – вес подбабка;

E_d – расчетная энергия удара молота;

K – коэффициент применимости молота (табл. П2.16 приложения 2).

3. Вычисляем контрольный отказ по формуле

$$S_a = \frac{\eta A E_d [m_1+\varepsilon^2(m_2+m_3)]}{F_d[F_d+\eta A]\cdot(m_1+m_2+m_3)} \qquad (12.2)$$

где η – коэффициент по табл. 7.11 [8], кДж;

A – площадь поперечного сечения сваи;

$\varepsilon^2 = 0{,}2$ – коэффициент восстановления удара;

F_d – несущая способность сваи;

$E_d = 0{,}9GH$ – расчетная энергия удара молота при забивке свай;

G – вес падающей части молота.

H – максимальная высота подъема ударной части молота приложения 2 настоящего пособия).

Пример расчета.

Пример 12.1

Масса сваи С-5,5-30 – 1,28 + 0,05 = 0,33 т. Требуемая минимальная энергия удара $E_h = 0{,}045F_d = 0{,}045\cdot 698{,}3 = 31{,}4$ кДж.

Выбираем трубчатый дизель-молот с водяным охлаждением С-1047 с массой ударной части G = 2,5 т и энергией удара $E_d = 43$ кДж.

Проверяем пригодность дизель-молота. Должно выполняться условие:

$$\frac{m_1+m_2+m_3}{E_d} \le K, \qquad (12.1)$$

где $m_1 = 5{,}6 \cdot 9{,}81 = 54{,}94$ кН – полный вес молота;

$m_2 = (1{,}33 + 0{,}12)\cdot 9{,}81 = 14{,}22$ кН – вес сваи и наголовника;

$m_3 = 0$ – вес подбабка; $E_d = 43$ кДж – расчетная энергия удара молота;

K = 6 кН/кДж – коэффициент применимости молота.

Итого:

$$\frac{m_1+m_2+m_3}{E_d} = \frac{54,94+14,22+0}{43} = 1,61 \leq К = 6 \text{ кН/кДж},$$

следовательно, молот пригоден.

Вычисляем контрольный отказ:

$$S_a = \frac{\eta A E_d[m_1+\varepsilon^2(m_2+m_3)]}{F_d[F_d+\eta A]\cdot(m_1+m_2+m_3)} = \frac{1500\cdot0,09\cdot6,17\cdot[54,9+0,2(13,73+0)]}{698,3\cdot[698,3+1500\cdot0,09]\cdot(54,9+13,73+0)} = 0,012 \text{ м},$$

где $\eta = 1500$ кН/м^2 – коэффициент по табл. 7.11 [8], (для железобетонных свай с наголовником);

$A = 0,3^2 = 0,09$ м^2 – площадь поперечного сечения сваи;

$\varepsilon^2 = 0,2$ – коэффициент восстановления удара;

$F_d = 698,3$ кН – несущая способность сваи;

$E_d = 0,9GH = 0,9\cdot24,5\cdot2,8 = 61,7$ кДж – расчетная энергия удара молота при забивке свай;

$G = 2,5$ т $= 24,5$ кН – вес падающей части молота;

$H = 2,8$ м – максимальная высота подъема ударной части молота.

$m_1 = 5,6\cdot9,81 = 54,94$ кН – масса молота;

$m_2 = 1,28 + 0,12 = 1,4$ т $= 13,73$ кН.

Итак, $S_a = 12$ мм > 2 мм, следовательно, молот подобран верно.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 12.1.

Подобрать характеристики требчатого дизель-молота для погружения забивных свай фундамента, законструированного в задаче практического занятия №11.

Контрольные вопросы

1. Какие сопутствующие явления вызывает погружение сваи?
2. Что такое околосвайное пространство?
3. Что такое ложный и истинный отказ?
4. В каких случаях следует учитывать отрицательные силы трения, возникающие на боковой поверхности свай?
5. Какой метод испытания свай даёт более достоверные результаты, почему?

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №13. РАСЧЕТ ОПУСКНОГО КОЛОДЦА НА МОНТАЖНЫЕ НАГРУЗКИ

Цель занятия: изучить методику расчета опускного колодца на монтажные нагрузки.

Теоретический материал

Опускной колодец − это замкнутая в плане, открытая сверху и снизу оболочка, под защитой которой грунт разрабатывают и выдают наверх. Они применяются в случае, когда:

− с поверхности залегает слабый слой;

− грунт водонасыщенный или даже покрытый водой (опоры мостов);

− в гидротехнических сооружениях (насосные станции, водозаборы);

− - при строительстве подземных резервуаров и хранилищ;

− в естественных условиях, например, при строительстве подземных складов, гаражей.

Основная идея опускного колодца заключается в том, что на поверхности грунта сначала устраивают кладку колодца на некоторую высоту. Затем разрабатывают грунт изнутри, извлекая его на поверхность и подкапывая под стенки. Под собственным весом колодец опускается, его наращивают и продолжают погружение. По форме в плане опускные колодцы могут быть круглые, овальные, квадратные, прямоугольные. По высоте они могут быть цилиндрической, конической и ступенчатой формы.

Материал: кирпичная и бутовая кладка, дерево, монолитный бетон, монолитный и сборный железобетон. В настоящее время используются почти исключительно последние два вида.

Пример расчета

Пример 13.1

Исходные данные: ширина опускного колодца b = 10 м; глубина погружения h_0 = 15 м; удельный вес грунта γ = 18,6 кН/м^3; угол внутреннего трения грунта φ = 30°; класс бетона стен колодца В15.

Решение

Определяем максимальное значение активного давления грунта на уровне ножевой части колодца (рис. 13.2)

$$\sigma_a^{\max} = h_0 \cdot \gamma \cdot tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 15 \cdot 18{,}6 \cdot 0.577^2 = 93 кПа.$$

Изгибающие моменты в угловых (опорных) зонах стен колодца при этом составят

$$. M_{on} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot b^2}{12} = \frac{1{,}2 \cdot 93 \cdot 100}{12} = 930 кН \cdot м,$$

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца

$$M_{пр} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot b^2}{24} = \frac{1{,}2 \cdot 93 \cdot 100}{24} = 465 кН \cdot м,$$

где $\gamma_n = 1{,}2$ — коэффициент надежности по нагрузке.

При этом требуемый момент сопротивления стенки колодца при работе монолитного бетона на изгиб без установки рабочей арматуры составит:

$$W = \frac{M}{R_{bt}} = \frac{930}{750} = 1{,}24 м^3$$

где R_{bt}, =0,75мПа = 750 кПа — расчетное сопротивление бетона растяжению.

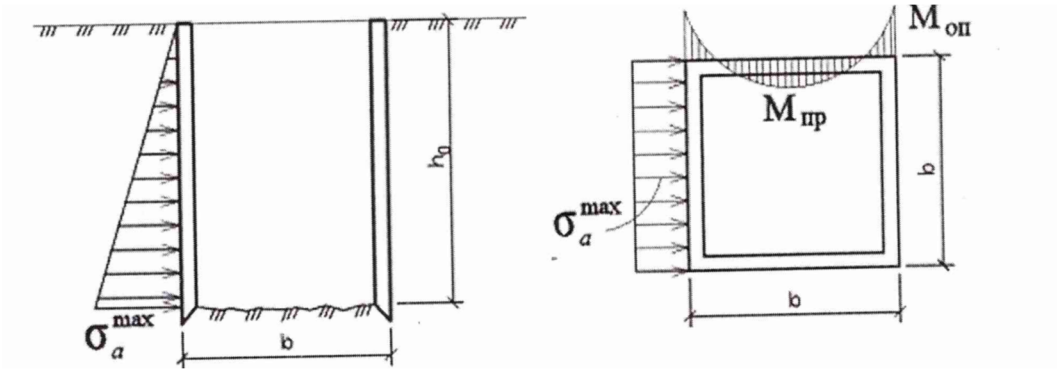


Рис. 13.2. Схема к расчету активного давления на стенки колодца и изгибающих моментов

Т.к. момент сопротивления стенки определяется как $W=\frac{b \cdot \delta^2}{6}$, то требуемая толщина стенки для восприятия изгибающего момента, возникающего в угловой зоне стенки колодца, составит $\delta_{оп} = \sqrt{\frac{6 \cdot 930}{750}} = 3{,}12 м$, а в пролете стенки колодца — $\delta_{пр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 465}{750}} = 2{,}21 м.$

Принимаем большее из двух полученных значений, округлив его кратно 5 см, т.е. δ = 3,15 м.

Определяем расход бетона на стенки опускного колодца при принятой толщине стенки

$$V_1 = \left[b^2 - \left(b - 2\delta^2\right)\right] \cdot h_0 = \left[10^2 - \left(10 - 2 \cdot 3{,}15\right)^2\right] \cdot 15 = 1294.7 м^3.$$

Для уменьшения толщины стенки, следовательно, и расхода бетона на опускной колодец, возможно использование следующих вариантов:

а) введение внутренних стенок для уменьшения расчетного пролета;

6) изменение формы колодца в плане на круглую;

в) армирование стенок колодца.

Рассмотрим вариант введения внутренних стенок. Предварительно примем толщину внутренней стенки $\delta_{вн}$ = 1,0 м.

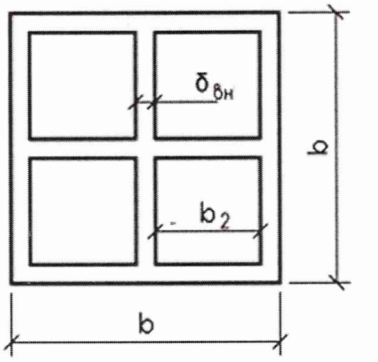


Рис. 13.3. Сечение опускного колодца после введения внутренних стенок

Тогда с погрешностью, идущей в запас прочности, можно принять, что пролет стенок колодца уменьшается вдвое и расчетный пролет ячеек составит b /2 = 10 / 2 = 5 м.

Изгибающие моменты в угловых (опорных) зонах стен колодца при этом составят

$$M_{оп} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot (b/2)^2}{12} = \frac{1{,}2 \cdot 93 \cdot 25}{12} = 232{,}5 кН \cdot м.$$

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца

$$M_{пр} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot (b/2)^2}{24} = \frac{1{,}2 \cdot 93 \cdot 25}{24} = 116{,}3 кН \cdot м.$$

При этом требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_{bt}} = \frac{232{,}5}{750} = 0{,}31 м^3.$$

Требуемая толщина стенки для восприятия изгибающего момента, возникающего в угловой зоне стенки колодца, составит

$$\sigma_{оп} = \sqrt{\frac{6 \cdot 232{,}5}{750}} = 1{,}36 м,$$

а в пролете стенки колодца — $\sigma_{пр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 116{,}3}{750}} = 0{,}964 м.$

Принимаем большее из двух полученных значений, округлив его кратно 5 см, т.е. δ= 1,4 м.

Тогда $b_2 = (b - 2\delta - \delta_{вн})/2 = (10 - 2 \cdot 1{,}4 - 1)/2 = 3{,}1 м.$

Расход бетона при введении внутренних стен толщиной 1 м

$$V_2 = \left[b^2 - 4(b_2)^2\right] \cdot h_0 = \left[10^2 - 4 \cdot 3{,}1^2\right] \cdot 15 = 923{,}4 м^3.$$

Сэкономленный объем бетона по сравнению с использованием колодца без внутренних стен составляет

$$\nabla V = V_1 - V_2 = 1294{,}7 - 923{,}4 = 371{,}3 м^3.$$

Проверяем возможность погружения колодца в грунт под собственным весом из условия

$$G > \gamma_{pI} \cdot u \cdot E_a \cdot \text{f}, \qquad (13.1)$$

где G — собственный вес колодца

$$G = V_2 \cdot \gamma_m = 923{,}4 \cdot 24 = 22162 кН;$$

γ_m − удельный вес бетона, кН/м;

γ_{pI} − коэффициент надежности погружения, принимаемый равным 1,2 м;

E_a − наружный периметр поперечного сечения стенки колодца;

E_a − равнодействующая активного давления грунта;

$$E_a = \sigma_a^{\max} \frac{h_0}{2} = 93 \frac{15}{2} = 697{,}5 кН / м,$$

где f= 0,3 — коэффициент трения колодца о грунт.

Проверяем колодец на погружение по условию

$$G = 22162 кН > \gamma_{pI} \cdot u \cdot E_a \cdot f = 1{,}2 \cdot 40 \cdot 697{,}5 \cdot 0{,}3 = 10044 кН.$$

Условие выполняется, погружение колодца под собственным весом обеспечено.

Рассмотрим вариант изменения формы в плане. Принимаем круглую форму колодца (рис. 13.4).

Тогда требуемый внутренний диаметр колодца, из условия восприятия сжимающих усилий, возникающих в стенке от всестороннего обжатия активным давлением грунта, определится по формуле

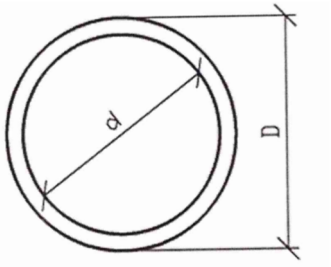


Рис. 13.4. Поперечное сечение круглого в плане колодца

$$d = D\sqrt{\frac{R_b - 2\sigma_a^{\max}}{R_b}} = 10\sqrt{\frac{8500 - 2 \cdot 1{,}2 \cdot 93}{8500}} = 10 \cdot 0{,}98 = 9{,}8м.$$

где d — внутренний диаметр колодца;

D — наружный диаметр колодца;

R_b — прочность бетона на сжатие R_b = 8500 кПа.

Тогда толщина стенок необходимая для восприятия сжимающих напряжений

$$\delta = \frac{D - d}{2} = \frac{10 - 9{,}8}{2} = 0{,}1м.$$

Расход бетона при использовании круглого в плане колодца с толщиной стенок 0,1 м

$$V_3 = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot h_0 = \frac{3{,}14 \cdot (10^2 - 9{,}8^2)}{4} \cdot 15 = 46{,}7м^3.$$

Проверяем возможность погружения круглого колодца в грунт под собственным весом из условия (13.1)

$$G = V_3 \cdot \gamma_m = 46{,}7 \cdot 24 = 1119{,}6кН;$$
$$u = \pi \cdot D = 3{,}14 \cdot 10 = 31{,}4м;$$
$$E_a = \sigma_a^{\max} \frac{h_0}{2} = 93\frac{15}{2} = 697{,}5кН / м;$$

Проверяем колодец на погружение по условию

$$G = 1119{,}6кН < \gamma_{pI} \cdot u \cdot E_a \cdot f = 1{,}2 \cdot 31{,}4 \cdot 697{,}5 \cdot 0{,}3 = 7884{,}5кН.$$

Условие не выполняется, погружение колодца под собственным весом не обеспечено.

Принимаем решение увеличить толщину стен колодца до δ = 0,8м.

При этом вес колодца

$$G = h_0 \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot \gamma_m = 15 \cdot \frac{3{,}14 \cdot (10^2 - 8{,}4^2)}{4} \cdot 24 = 8323{,}5м^3.$$

Проверяем колодец на погружение по условию

$$G = 8323{,}5кН > \gamma_{pI} \cdot u \cdot E_a \cdot f = 1{,}2 \cdot 31{,}4 \cdot 697{,}5 \cdot 0{,}3 = 7884{,}5кН.$$

Условие выполняется. Погружение колодца под собственным весом обеспечено.

Расход бетона при принятой толщине δ = 0,8 м

$$V_3 = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot h_0 = \frac{3{,}14 \cdot (10^2 - 8{,}4^2)}{4} \cdot 15 = 346{,}8 м^3.$$

Последний вариант колодца экономичнее по сравнению с первым вариантом в 3,73 раза, а по сравнению со вторым вариантом в 2,66 раза.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 13.1.

Сконструировать опускной колодец квадратной формы в плане со стороной b и глубиной опускания h_0. Класс бетона для всех вариантов В15 (R_b = 8500 кПа, R_{bt} = 750 кПа). Схема к задаче представлена на рис. 13.1.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А.13.

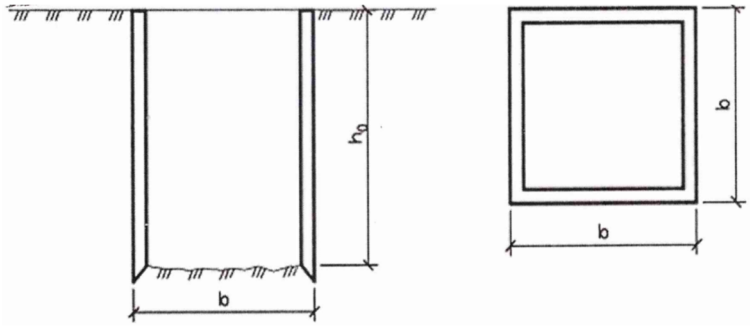


Рис. 13.1. Схема к задаче №13.1

Контрольные вопросы

1. Что такое начальная просадочная влажность?
2. Как подразделяются грунтовые условия строительных площадок, сложенных лессовыми просадочными грунтами?
3. Какие методы используют для устранения возможных нарушений устойчивости и разрушения фундамента при определении просадки менее 5 см?
4. Пучинистые и непучинистые грунты. Динамика их свойств при промерзании и оттаивании.

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 14. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Цель занятия: изучить методику определения просадочных деформаций основания при проектировании свайных фундаментов на просадочных грунтах.

Теоретический материал

Проектирование ведется в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности, величины и характера приложенных нагрузок. Свайные фунда-

менты следует проектировать с прорезкой просадочной толщи и опиранием их на малосжимаемые слои грунта.

При проектировании фундаментов в грунтовых условиях I типа по просадочности рекомендуется заглублять нижние концы свай не менее чем на 0,5 … 1 м в непросадочные плотные и средней плотности пески или глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,6$. В грунтовых условиях II типа сваи заглубляют в непросадочные глинистые грунты с $I_L < 0,4$ для забивных свай и $I_L < 0,2$ для буронабивных свай при $s_{seg} \leq s_u$; $I_L < 0,2$ для забивных свай и $I_L < 0$ для буронабивных при $s_{seg} > s_u$ в грунтовых условиях II типа. Расчетные характеристики R, E, φ, *c* определяются при полном водонасыщении грунта, $I_L \geq 0,4$.

Если проектируется здание III класса СНиП допускается прорезка просадочной толщи с заглублением их нижних концов не менее чем на один метр в грунт с относительной просадочностью $\varepsilon_{sl} < 0,02$ при p = 0,3 МПа. На грунтах II типа при просадке от собственного веса более 30 см проектирование свайных фундаментов не рекомендуется, так как их несущая способность не будет обеспечена.

Расчетная допустимая нагрузка на сваи в грунтовых условиях II типа по просадочности должна определяться с учетом дополнительной нагрузки от сил отрицательного трения, возникающих при полном водонасыщении грунта,

$$F_n = A_s / H_{sl} \Sigma (\gamma_{sat(i)} h_i - p_{sl(i)}) h_i, \quad (14.1)$$

где A_s – площадь взаимодействующего со сваей окружающего грунта;

p_{sl} – начальное просадочное давление i-го слоя мощностью hi;

H_{sl} – мощность просадочной зоны;

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_i}{-1+ \omega_i} + \frac{e_i \gamma}{1+ e_i}, \quad (14.2)$$

где γ_{sat} – удельный вес при полном водонасыщении;

h_i – толщина *i*-го слоя грунта, на которые разбивается просадочная толща.

Площадь взаимодействующего со сваей грунта определяется в зависимости от расположения свай:

для одиночной сваи

$$A_s = \pi(0,4L)^2 / 4 - A_{com}; \quad (14.3)$$

для средней сваи в кусте

$$A_m = a^2 - A_{com}; \quad (14.4)$$

для угловой сваи в кусте

$$A_{cor} = \pi(0,5a+0,2L)^2 / 4 - A_{com}; \quad (14.5)$$

для крайней сваи в кусте

$$A_p = (0{,}5a+0{,}2L)a - A_{com}; \quad (14.6)$$

для средней сваи в ленточном фундаменте

$$A_f = 0{,}2aL - A_{com}, \quad (14.7)$$

где a – шаг свай;

A_{com} – площадь уплотненного вокруг сваи грунта;

$$A_{com} = 0{,}25\pi \cdot (2{,}5d)^2, \quad (14.8)$$

где d – диаметр сваи (размер поперечного сечения).

При расчете свайных кустов за площадь взаимодействующего со сваей грунта принимается наибольшее из значений A_m, A_{cor}, A_p.

Глубина толщи просадочного грунта, в пределах которой проявляются силы отрицательного трения.

$$H'_{sl} = H_{sl} - s_{sl,g} / \varepsilon_{sl}, \quad (14.9)$$

где $s_{sl,g}$ – предельно допустимая просадка от собственного веса, принимается 3 см;

ε_{sl} – относительная просадочность нижнего слоя просадочной зоны.

Дополнительная нагрузка не должна превышать

$$F_n \le F'_n = \gamma_c u \Sigma \gamma_{cf} f_{ni} h_i, \quad (14.10)$$

где γ_c и γ_{cf} – коэффициенты условий работы;

u – периметр ствола сваи;

f_{ni} – расчетная сила нагружающего трения по боковой поверхности сваи $f_{ni} = f_i$ при полном водонасыщении грунта.

Несущая способность сваи при развитии отрицательного трения может быть найдена

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u\sum_{z_0}^{h} \gamma_{cf} f_i h_i) - \gamma_{ci} F_n, \quad (14.11)$$

где A – площадь поперечного сечения сваи;

R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи;

f_i – расчетное сопротивление i-го слоя грунта высотой h_i по боковой поверхности сваи;

z_0 – глубина расположения нулевой точки (в которой перемещение грунта относительно сваи равно 0, выше этой точки действует отрицательно направленное трение ниже – трение, удерживающее сваю (ниже границы зоны просадки));

γ_{ci} – коэффициент условий работ, значение которого зависит от возможного значения просадки, при s_{sl} = 5см, γ_c = 0 при $s_{sl} > 2s_{sl}$, γ_c = 0,8.

При расчете осадки свайного фундамента условный фундамент принимается ограниченным с боков вертикальными плоскостями, относящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии $h_{mt}\ tg\frac{\varphi_{II,mt}}{4}$, где h_{mt} – расстояние от нижнего конца сваи до глубины h_{sl}; $\varphi_{II,mt}$ – в пределах слоев на глубину h_{mt}.

При подсчете нагрузок к собственному весу условного фундамента должны быть добавлены отрицательные силы трения, которые могут быть найдены или по формуле (14.1), или

$$F_n = u\sum_0^{k_{sl}} \tau_i h_i, \qquad (14.12)$$

где u – принимается равным периметру куста (для условного фундамента) или периметру участка ствола сваи;

h_{sl} – расчетная глубина, до которой учитываются силы отрицательного трения;

τ_i – расчетное сопротивление, кПа, определяемое до глубины h=6 м по формуле

$$\tau_i = \xi \quad \sigma_{zg} \quad tg\varphi_1 + c_1, \qquad (14.13)$$

где ξ – коэффициент бокового давления, равный 0,7;

φ_1, c_1 = осредненные по глубине h_{sl}.

Порядок расчета свайных фундаментов

1. Определение несущей способности сваи (с учетом сил отрицательного трения).

2. Определение требуемого количества свай, конструирование ростверка.

3. Проверка давления по подошве условного свайного фундамента и расчет осадки.

Пример расчета

Пример 14.1

Запроектировать свайный фундамент из висячих свай под наружную стену трехэтажного жилого здания, возводимого на просадочных грунтах. Фундамент ленточный.

Нагрузка на фундамент: F_{vII} = 315,3 кН/м, F_{vI} = 364,5 кН/м. Характеристики грунтов приведены в табл. 14.1.

Решение

1. Определение несущей способности свай.

Несущую способность висячей сваи определяем по формуле

$$F_d = \gamma_c\ (\gamma_{cr}\ RA + U\sum_{i=1}^{n} \gamma_{cf} f_i\ h_i)\ , \qquad (14.14)$$

Таблица 14.1

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	Мощность, м	γ, кН/м^3	φ, град.	E, МПа	p_{Sl}, кПа	ε_{Sl}	c_{Sl}, кПа	ω	e
Суглинок лессовидный просадочный	3,4	17,1	23	8	140	0,038	21	0,25	0,7
Глина лессовидная просадочная	2,5	17	22	8	135	0,033	24	0,4	0,6
Песок мелкий	3,7	16,5	20	26	–	–	2	0,3	0,8

где A – площадь поперечного сечения сваи;

R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи (для мелкого песка);

f_i – расчетное сопротивление i-го слоя грунта высотой h_i по боковой поверхности сваи;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

$\gamma_{cr} = 1$ – коэффициент условий работы под нижним концом сваи;

$\gamma_{cf} = 1$ – то же, по боковой поверхности.

R = 2550 кПа – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи для мелкого песка; A = 0,1225 м^2 – площадь поперечного сечения сваи; u = 1,4 м – периметр сваи; f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи для i-го слоя.

Призматическую сваю следует принять длиной l = 10 м, сечением 35 × 35 см по ГОСТ 19804.1. Конструктивное решение фундамента показано на рис. 14.1.

Для нахождения f_i каждый пласт грунта разбиваем на участки не более двух метров:

$$f_1 = 32{,}25 \text{ кПа}, f_2 = 26{,}8 \text{ кПа}, f_3 = 29{,}3 \text{ кПа},$$
$$f_4 = 31{,}9 \text{ кПа}, f_5 = 33{,}45 \text{ кПа}, f_6 = 34{,}56 \text{ кПа}.$$
$$F_d = 1 \cdot (2550 \cdot 0{,}1225 + 1{,}4 \cdot (1{,}9 \cdot 1 \cdot 32{,}25 + 1 \cdot 1 \cdot 26{,}8 + 1{,}5 \cdot 1 \cdot 29{,}3 + 2 \cdot 31{,}9 \cdot 1 + 2 \cdot 33{,}45 \cdot 1 + 1{,}6 \cdot 34{,}56 \cdot 1)) = 757{,}6 \text{ кПа}.$$

Усилие, возникающее от сил отрицательного трения грунта о сваю

$$F_n = A / H_{si} (\gamma_{sat} h_i - p_{sli}) \quad h_{si}, \qquad (14.15)$$

где γ_{sat} – удельный вес грунта при полном водонасыщении, кН/м^3;

p_{sli} – начальное просадочное давление *i*-го слоя грунта, кПа;

А – площадь взаимодействующего со сваей грунта, м^2, $A = 0{,}2aL - A_{com}$,

$$A_{com} = 0{,}25\pi (2{,}5d)^2 = 0{,}25 \cdot 3{,}14 \cdot (2{,}5 \cdot 0{,}35)^2 = 0{,}601 \text{ м}^2;$$

где а = 1 м – шаг свай; L = 10 м – длина сваи.

Тогда, $A = 0{,}2 \cdot 1 \cdot 10 - 0{,}601 = 1{,}399$ м^2.

Мощность просадочной толщи

$$H_{sl} = H'_{sl} - s_{sl}/\varepsilon_{sl} = 5{,}9 - 0{,}03 / 0{,}035 = 5{,}0 \text{ м},$$

где H'_{sl} = 5,9 м – мощность просадочной толщи грунта основания;

s_{sl} = 3 см – предельно допустимая просадка от собственного веса грунта.

$$F_n = (1{,}339 / 5{,}0) \quad ((17{,}78 \cdot 1{,}9 - 140)\, 1{,}9 + (15{,}89 \cdot 2{,}5 - 135) \cdot 2{,}5) = -123{,}1 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{sat1} = \frac{17{,}1}{1+0{,}25} + \frac{0{,}7 \cdot 10}{1+0{,}7} = 17{,}78 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{sat2} = \frac{17}{1+0{,}4} + \frac{0{,}6 \cdot 10}{1+0{,}6} = 15{,}89 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sat3} = \frac{16{,}5}{1+0{,}3} + \frac{0{,}8 \cdot 10}{1+0{,}8} = 17{,}1 \text{ кН/м}^3;$$

2. Определение количества свай, конструирование ростверка.

Назначаем шаг свай:

$$a = (F_d/\gamma_k - F_n\gamma_c) / N_1 = (757{,}6 / 1{,}4 - 123 \cdot 0{,}8) / 364{,}5 = 1{,}1 \text{ м},$$

где γ_k = 1,4.

По конструктивным требованиям:

$$a = (3\text{-}6) \quad d = 1{,}05 \ldots 2{,}10 \text{ м},$$

где d = 0,35 м – диаметр сваи. Принимаем шаг а = 1,1 м.

Количество свай на один метр длины ростверка

$$m = T_1\gamma_л.((A_в - A_m) - \gamma_л\phi^2 \text{ в}\gamma_ь) = 364{,}5 \cdot 1{,}4 \cdot (757{,}6 - 132 \cdot 0{,}8 - 1{,}4 \cdot 1{,}12 \cdot 0{,}35 \text{ x } 20) = 1{,}02 \text{ шт./м}$$

Применяем шахматное расположение свай.

Высота ростверка $h = h_0 + 25 = 5 + 25 = 30$ см.

Конструкция ростверка показана на рис. 14.2.

Определяем нагрузку, действующую на одну сваю,

$$N = (N_1 + G_p) / n = (364{,}5 + 37{,}6) / 1 = 402{,}1 \text{ кН/м} < 443{,}3 \text{ кН/м} = (757{,}6 - 123 \cdot 0{,}8) / 1{,}4 = (F_d - F_n\gamma_{c1}) / \gamma_k,$$

где 6. Выбор глубины заложения фундаментов

7. Определение размеров подошвы фундаментов при действии различных сочетаний нагрузок по двум группам предельных состояний

$_p$ = 1,1 · 1,5 · 1,2 · 20 = 37,6 кН/м – нагрузка от ростверка и грунта;

n = 1 число свай на один метр ростверка.

Несущая способность сваи обеспечена.

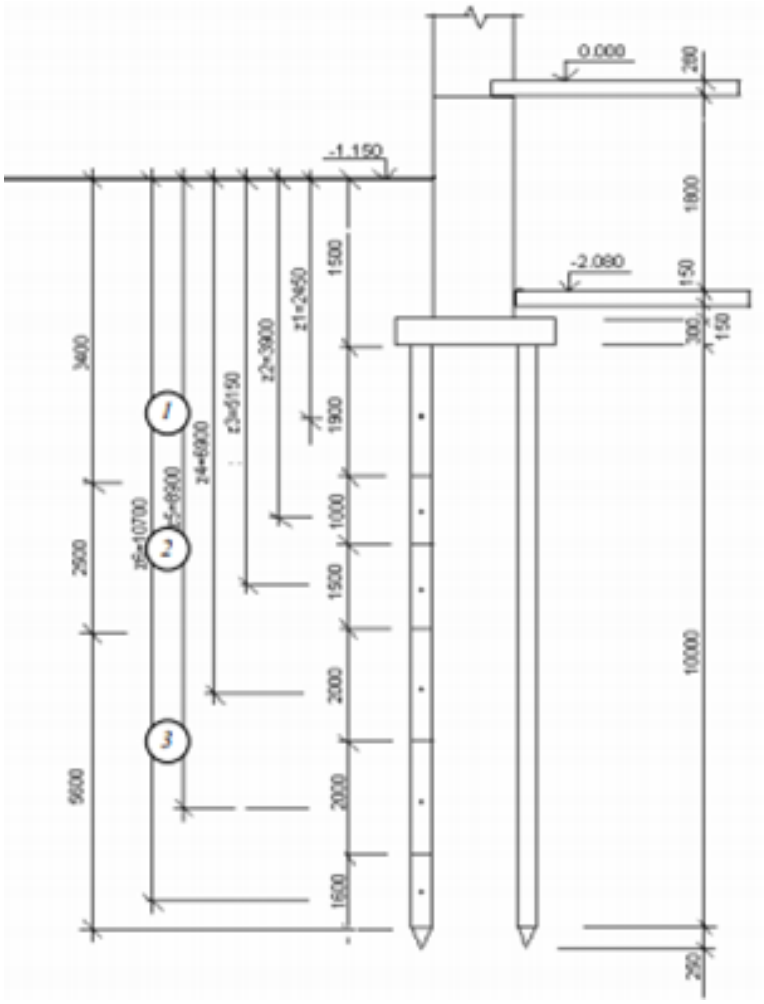
3. Проверка давления под подошвой условного фундамента и расчет осадки.

Среднее значение угла внутреннего трения φ_m = 21,07.

Тогда, а = φ_m/4 = 5,27; tg 5,27 = 0,092.

Ширина условного фундамента

$$b_{усл} = 0,5 + 0,35 + 2 \cdot 585 \cdot 0,092 = 2,0 \text{ м},$$



1 – слой суглинок, мощность слоя 3,4 м;
2 – слой глина, мощность слоя 2,5 м; 3 – слой песок мелкий

Рис. 14.1 К расчету свайного фундамента:

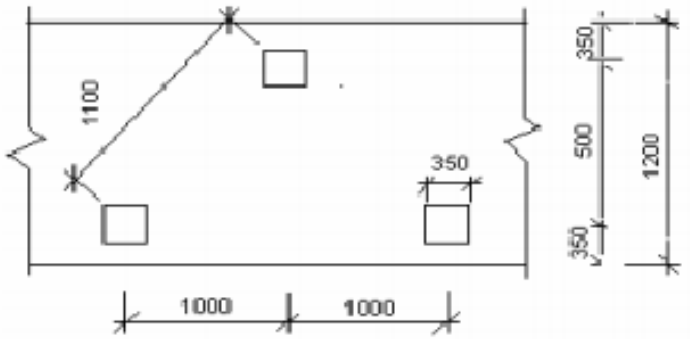


Рис. 14.2 Конструкция ростверка

где l = 5,85 м – длина сваи в пределах несущего слоя.

Расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента

$$R = 1{,}2 \cdot 1 / 1{,}1\ (0{,}51 \cdot 1 \cdot 2{,}0 \cdot 16{,}5 + 3{,}06 \cdot 10{,}6 \cdot 16{,}8 + 2{,}06 \cdot 0{,}9 \cdot 16{,}8 + + 5{,}66 \cdot 2) = 614{,}3 \text{ кПа},$$

где $\gamma_{c1} = 1{,}2$, $\gamma_c 2 = 1{,}0$ – коэффициенты условия работы;

$k = 1{,}1$; $M_\gamma = 0{,}51$; $M_q = 3{,}06$; $M_c = 5{,}66$; $k_z = 1$;

$\gamma_{II} = 16{,}5$ кН/м^3 – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента;

$\gamma'_{II} = (1{,}9 \cdot 17{,}78 + 1{,}5 \cdot 17{,}78 + 2{,}5 \cdot 15{,}89) / 5{,}9 = 16{,}8$ кН/м^3 – удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента;

$d_1 = h_s + (h_{cf} \cdot \gamma_{cf}) / \gamma'_{II} = 10{,}45 + (0{,}15 \cdot 22) / 16{,}8 = 10{,}6$ м – приведенная глубина заложения фундамента;

$h_{cf} = 0{,}15$ м – толщина пола подвала;

$d_b = 0{,}9$ м – глубина подвала от уровня планировки.

Нагрузка от веса ростверка $G_p = 37{,}6$ кН/м.

Нагрузка от веса грунта в пределах условного фундамента

$$G_f = (11{,}4 \cdot 2 \cdot 1 - 2 \cdot 1{,}5 \cdot 1 - 10 \cdot 1{,}225) \cdot 16{,}8 = 259{,}4 \text{ кН}.$$

Нагрузка от веса сваи

$$G_{св} = 10 \cdot 1{,}225 \cdot 25 = 30{,}625 \text{ кН}$$

Тогда

$$G_p = (N_{II} + Gf + G_p + G_{cd} + F_n) \ / b_{eck} = = (315{,}3 + 37{,}6 + 259{,}4 + 30{,}63 + 123{,}1) / 2{,}75 = 268 \text{ кПа} < 614{,}3 \text{ кПа}.$$

Осадка ленточного свайного фундамента определяется:

$$s = n\ (1 - v^2)\ \delta_0 / \pi E, \qquad (14.15)$$

где n = 737,43 кН/м – погонная нагрузка на свайный фундамент, с учетом веса условного фундамента, ограниченного с боков плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай;

v = 0,1(1 + 3I_L) = 0,1(1 + 3 · 0,45) = 0,235 – коэффициент Пуассона;

E = 26 000 кПа – модуль деформации в пределах сжимаемой зоны;

$$\delta_0 = f(v, \beta = b / h, H_0 / h),$$

где b = 0,85 м – ширина фундамента (по наружным граням свай);

h = h_{sl} = 5,9 м – глубина погружения свай;

H_0 – глубина сжимаемой толщи.

Границу сжимаемой толщи находим по методу послойного суммирования.

Напряжение от собственного веса грунта – по подошве условного фундамента $\sigma_{zg0} = \gamma d = 16,8 \cdot 11,5 = 193,2$ кПа.

Напряжение от внешней нагрузки $\sigma_{zp} = \alpha p_0$,

где $p_0 = p - \sigma_{zg0} = 268\text{-}193,2 = 74,8$ кПа.

Толщину слоя принимаем $z = 0,4 b_{усл} = 0,4 \cdot 2,75 = 0,8$ м.

Расчет сведем в табл. 14.2.

Таблица 14.2

Определение границы сжимаемой толщи

№ слоя	0	1	2	3	4
z, м	0	0,8	1,6	2,4	3,2
ξ	0	0,8	1,6	2,4	3,2
α	1	0,8	0,642	0,477	0,374
σ_{zp}, кПа	74,8	59,8	41,8	35,6	27,6
σ_{zg}, кПа	87,3	100,98	114,66	128,34	142,02
E, МПа	26	26	26	26	26

H_0 = 3,2 м.

β = 0,85 / 3,2 = 0,265; H_0 / h = 3,2 / 11,5 = 0,3.

Определяем δ_0 = 0,8. Проверяем условие

$$s = 737,43 \cdot (1 - 0,2352) \cdot 0,8 / 3,14 \cdot 26\,000 = 0,01 \text{ м} < [s_u] = 10 \text{ см},$$

где s_u – предельно допустимая осадка.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 14.1.

Запроектировать свайный фундамент из висячих свай под наружную стену трехэтажного жилого здания, возводимого на просадочных грунтах. Фундамент ленточный.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А.14.

Контрольные вопросы

1. С использованием каких расчетных схем вычисляются осадки фундаментов? На какой глубине определяют границу сжимаемой толщи?
2. В чем заключается явление разжижения?
3. Для чего устраивают песчаные подушки
4. В какой последовательности осуществляется проектирование фундаментов на просадочных грунтах?
5. Как определяется относительная просадочность?

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

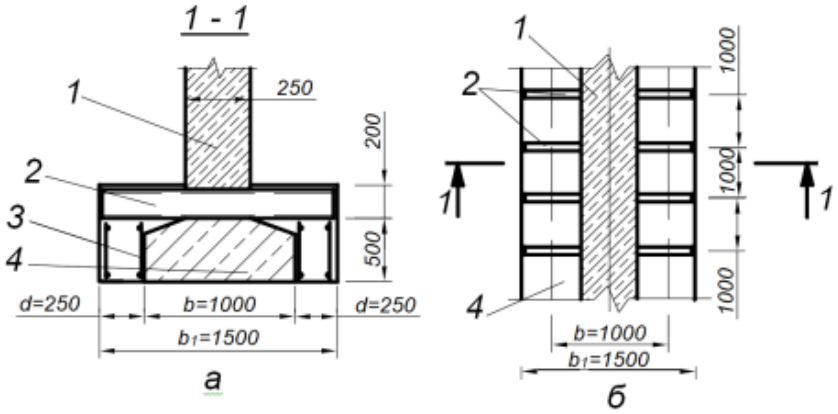
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 15. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

Цель занятия: изучить методику расчета и конструирования усиления фундамента реконструируемых зданий.

Теоретический материал

Кладка фундамента обычно разрушается в агрессивной среде. В результате из-за снижения прочности раствора бутовой кладки фундамент перестает выполнять свое назначение и надземные конструкции получают значительные деформации. Если процессы выветривания захватили фундамент на всю толщу, необходимо либо зацементировать кладку, укрепив тем самым существующий фундамент, либо выполнить обойму, восстановив несущие функции фундамента.

Одним из способов усиления ленточных фундаментов является их уширение с двух сторон железобетонных элементами (рис. 15.1). Для того, чтобы эти новые участки включились в работу, над ними вводят траверсы — двухконсольные балки, заделанные на мелкозернистом бетоне в кирпичные стены. Предварительно над существующим фундаментом в стенах пробивают отверстия с шагом 1…1,5 м, через которые заводят траверсы. Их выполняют из спаренных швеллеров или двутавров.



а — сечение 1-1; б — фрагмент плана усиленного фундамента;
1 – кирпичная стена; 2 – траверса из двух швеллеров; 3 — каркасы дополнительных фундаментных полос из бетона; 4 – существующий фундамент

Рис. 15.1 Усиление ленточного фундамента

Примеры решения

Пример 15.1.

Ширина b существующего фундамента 100 см, расчетное сопротивление грунта R = 200 кПа, шаг траверс 1,0 м. После усиления фундамент должен воспринимать нагрузку F = 300 кН/м.

Решение

Поскольку фундамент ленточный, рассчитываем участок фундамента длиной l = 100 см. Требуемая ширина подошвы фундамента равна:

$$b_1 = F / (l \cdot R) = 300 / (100 \cdot 200) = 150 \text{ см}.$$

Ширина полос уширения *d* фундамента с каждой стороны:

$$d = 0,5(b_1 - b) = 0,5\ (150 - 100) = 25 \text{ см}.$$

Нагрузка, воспринимаемая фундаментом от реактивного давления грунта $\sigma_{гр} = R_{гр} = 200$ кПа на ширину d = 25 см и длину l = 100 см, равную шагу траверс:

$$F_d = \sigma_{гр} \cdot d \cdot l = 200 \cdot 0,25 \cdot 1,0 = 50 \text{ кН}.$$

Эта нагрузка будет восприниматься каждой консолью траверсы и вызывать в ней изгибающий момент:

$$M_d = F_d \cdot l_1 = 50 \cdot 0,625 = 31,25 \text{ кНм}$$

где $l_1 = (b_1 - \delta) / 2 = (1,5 - 0,25) / 2 = 0,625$ м.

Принимаем сечение траверсы из двух швеллеров. Требуемый момент сопротивления $W_{тр}$ равен:

$$W_{тр} = M_d / R = 312500 / 2350 = 133 \text{ см}^3,$$

где *R* — расчетное сопротивление стали ВСт3пс.

Принимаем траверсу из двух швеллеров №14:

$$2W_x = 2 \cdot 70,2 = 140,4 > 133 \text{ см}^3.$$

Новые полосы фундамента шириной d работают как неразрезные железобетонные балки. Они воспринимают реактивное давление на грунт и опираются сверху в траверсы.

Расчетный момент в этих балках равен:

$$M = q_{гр} \cdot l^2 / 12 = 50 \cdot 1002 / 12 = 417 \text{ кНм},$$

где $q_{гр} = \sigma_{гр} \cdot d = 2 \cdot 25 = 50$ кг/см, l_l – шаг траверс.

Задаем высоту фундамента 50 см и защитный слой бетона до рабочей арматуры 70 мм, арматуру диаметром 10А-400.

Имеем рабочую высоту сечения балок

$$h_o = 50 – 7 – 0,5 = 42,5 \text{ см}.$$

Требуемое сечение арматуры класса А-400 при $R_s = 3750$ кг/см^2:

$$A_s = M / 0,8 \cdot h_o \cdot R_s = 41700/0,8 \cdot 42 \cdot 3750 = 0,33 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям при $d \geq 150$ мм принимаем два каркаса с верхней и нижней арматурой из арматуры диаметром 8А-400, поперечные стержни арматуры диаметра 6А-240 с шагом 250 м.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 15.1.

Выполнить усиление существующего фундамента шириной b, расчетное сопротивление грунта R, шаг траверс 1,0 м. После усиления фундамент должен воспринимать нагрузку F.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы А15.

Контрольные вопросы

1. С какой целью при уширении подошвы фундамента выполняется предварительное обжатие грунта под ней?
2. Изложите принципы расчета фундамента с уширением подошвы.
3. В каких случаях для усиления фундаментов используют сваи?
4. Какие типы свай рекомендуется использовать при усилении фундаментов?
5. Приведите примеры усиления ленточных фундаментов с применением свай.

Список литературы: [1, 3, 4, 5].

ВОПРОСЫ ДЛЯ ПОДГОТОВКИ К ЭКЗАМЕНУ

1. Общие принципы проектирования оснований и фундаментов
2. Общие принципы проектирования фундаментов под машины с динамическими нагрузками.
3. Формы деформаций сооружений
4. Причины развития неравномерных осадок в сооружении
5. Инженерно-геологическая оценка территории строительной площадки
6. Нагрузки и воздействия при расчете оснований и фундаментов. Норма-

тивные и расчетные значения характеристик грунтов

7. Оценка возможных изменений уровня подземных вод. Устройство гидроизоляции подвальных помещений.

8. Общие принципы выбора глубины заложения фундаментов.

9. Расчет оснований сооружений по деформациям

10.Расчет оснований сооружений по несущей способности.

11.Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и влияния их на сооружения.

12. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на просадочных грунтах.

13. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на набухающих грунтах.

14. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на водонасыщенных биогенных грунтах и илах.

15. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на элювиальных грунтах.

16. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на засоленных грунтах.

17. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на насыпных грунтах.

18. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях

19. Формы деформаций сооружений.

20. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на просадочных грунтах.

21. Расчет оснований сооружений по деформациям.

22. Особенности устройства фундаментов в сейсмических районах.

23. Чувствительность конструкций к неравномерным осадкам. Меры по уменьшению чувствительности зданий к неравномерным осадкам

24. Общие принципы устройства фундаментов в районах распространения вечномерзлых грунтов

25. Кессонный способ устройства фундаментов

26. Виды фундаментов глубокого заложения и методы их устройства

27. Определение осадки свайного фундамента

28. Общие принципы проектирования свайных фундаментов.

29. Определение несущей способности свай динамическим способом.

30. Определение расчётной величины несущей способности свай

31. Виды свай и свайных фундаментов. Технологии устройства свайных фундаментов

32. Инженерные методы улучшения свойств грунтов. Электрохимическое закрепление грунтов оснований. Электроосмос

33. Инженерные методы улучшения свойств грунтов. Закрепление грунтов основания с использованием термической обработки, битуминизации, глинизации, струйной (напорной) технологии.

34. Инженерные методы улучшения свойств грунтов. Закрепление грунтов оснований. Цементация. Силикатизация

35. Инженерные методы улучшения свойств грунтов. Уплотнение грунтов оснований.

36. Конструктивные меры улучшения оснований. Взятие грунта в обойму

37. Конструктивные меры улучшения оснований. Замена слабого слоя грунта основания.

38. Причины развития неравномерных осадок в сооружении

39. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых в сейсмических районах.

40. Конструктивные меры улучшения оснований. Замена слабого слоя грунта основания.

41. Экспериментальное определение несущей способности свай методом зондирования, статической нагрузкой.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Проектирование оснований и фундаментов гражданских зданий: учебно-методическое пособие / Д. Ю. Чунюк, Л. И. Черкасова, Е. С. Гусева [и др.]. – М.: МИСИ – МГСУ, 2020. – 98 с.

2. Основания и фундаменты реконструируемых зданий: учебное пособие / В. М. Улицкий, В. Н. Парамонов, А. Г. Шашкин, С. Г. Богов. — СПб: ПГУПС, 2017. — 94 с.

3. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Минрегион России. —М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2019.— 164 с.

4. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Минрегион России. — М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2019. — 89 с.

5. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Минрегион России. — М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2019. — 83 с.

Приложение А

Исходные данные для задания 2.1

Т а б л и ц а А.2

№ варианта	N_{II}, кН	M_{II}, кН·м	ИГЭ–1 (суглинок)						ИГЭ–2 (песок)		ИГЭ–3 (глина)	
			h_1, м	γ_1, кН/м^3	I_L	e	φ, град	c, кПа	h_2, м	γ_2, кН/м^3	h_3, м	γ_3, кН/м^3
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*	*13*
1	850	45	1,8	20,2	0,25	0,5	32	5	2,5	20,8	2,5	21,8
2	900	50	2,0	19,1	0,33	0,6	28	7	3,5	18,7	3,0	20,7
3	1050	85	1,9	17,1	0,41	0,8	30	6	2,7	19,1	3,5	18,6
4	950	65	2,1	17,8	0,26	0,7	27	8	3,4	20,9	2,7	19,5
5	1250	50	2,3	19,1	0,34	0,6	25	9	4,2	21,2	3,6	20,4
6	850	75	2,1	18,1	0,42	0,7	20	6	3,8	19,0	4,8	19,5
7	1100	55	2,0	19,0	0,27	0,6	24	10	2,9	19,6	3,4	20,5
8	1000	70	2,3	18,3	0,50	0,7	26	8	4,7	18,5	2,9	19,3
9	950	65	2,0	18,2	0,43	0,7	24	14	3,2	19,3	4,2	19,5
10	800	45	2,3	20,3	0,28	0,5	20	12	2,6	21,0	3,7	21,6
11	1050	70	2,1	17,0	0,36	0,8	23	10	3,0	21,2	4,0	18,2
12	1250	65	1,9	20,6	0,44	0,5	19	9	3,4	19,2	3,1	22,2
13	1250	80	2,0	19,0	0,29	0,6	18	14	2,8	21,1	2,9	20,4
14	1200	85	2,1	19,2	0,37	0,6	23	8	3,7	21,0	4,3	20,5
15	1150	55	2,2	17,2	0,45	0,8	24	15	4,3	19,1	4,7	18,5
16	1050	40	2,3	19,0	0,30	0,6	21	16	4,8	19,8	5,1	20,2
17	850	65	2,2	17,1	0,38	0,8	16	9	3,9	20,3	2,6	18,3
18	950	70	2,1	19,3	0,46	0,6	19	16	3,4	18,5	2,7	20,8
19	1000	55	2,3	16,9	0,31	0,8	18	18	2,8	20,5	2,4	17,9
20	1300	70	2,4	20,5	0,39	0,5	16	14	2,7	17,9	5,0	22,0

Исходные данные для задания 3.1

Т а б л и ц а А.3

Варианты заданий

Вариант	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Верхний слой грунта – супесь										
φ_I, град	16	17	18	19	20	21	22	23	24	23
c_I, кПа	14	15	16	17	18	17	16	15	16	15
γ_I, кН/м^3	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6
Подстилающий слой грунта – глина										
φ_I, град	16	17	18	19	20	21	22	23	24	23
c_I, кПа	14	15	16	17	18	17	16	15	16	15
γ_I, кН/м^3	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6
Грунт обратной засыпки – супесь										
b, м	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4
l_1, м	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,2	1,3	1,2	1,1	1,0
l_2, м	1,0	1,2	1,2	1,3	1,4	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
h_n, м	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	0,9	0,8	0,7
Класс сооружения – II										
F_{v1}, кН	210	220	230	240	250	260	270	260	250	250
F_h, кН	100	105	110	110	120	120	130	130	120	130
Вариант	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Верхний слой грунта – суглинок										
φ_I, град	22	21	20	19	18	20	22	24	21	20
c_I, кПа	7	8	6	5	4	5	6	7	8	6
γ_I, кН/м^3	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6
Подстилающий слой грунта – глина										
φ_I, град	16	17	18	19	20	21	22	23	24	23
c_I, кПа	14	15	16	17	18	17	16	15	16	15
γ_I, кН/м^3	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6
Грунт обратной засыпки – суглинок										
b	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,5
l, м	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0	1,1
d, м	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
d_1, м	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5
Класс сооружения – III										
F_{v1}, кН	200	220	230	240	250	260	220	230	240	250
F_h, кН	100	110	115	120	125	130	110	120	130	120

Исходные данные для задания 4.1

Т а б л и ц а А.4

Номер варианта	Длина стены $L_{ст}$, м	Отношение L/H	Глубина заложения фундамента, м	Тип грунта	Коэффициент пористости e	Угол внутреннего трения φ_{II}	Сопротивление грунта R_0	Удельный вес грунта, кН/м^3		Нагрузка на обрезе фундамента $n_{оп} = n_{II}$ кН/м
								под подошвой фундамента $\gamma_{II} = \gamma_{sb}$	выше подошвы фундамента γ'_{II}	
1	35	4	2,2	Мелкие пески средней крупности	0,6	30	210	11	20,1	380
2	37	4	2,5		0,8	27	240	15	20,0	350
3	40	4	2,7		0,6	27	250	20	18,7	320
4	42	3	3,0		0,8	35	250	10	22,4	300
5	45	3	3,0		0,8	35	270	10	22,8	312
6	47	3	3,2		0,6	30	250	10	27,0	299
7	50	5	3,2		0,8	35	210	10	17,1	300
8	55	5	2,4		0,8	40	200	12	15,9	310
9	60	5	2,4		0,9	40	200	15	10,0	320
10	30	4	2,5		0,6	30	250	15	15,0	325
11	35	4	2,2		0,8	27	250	20	14,8	330
12	37	4	2,4		0,9	35	270	16	14,8	327
13	52	3	2,4		0,6	40	270	16	12,1	327
14	50	3	2,5		0,9	30	300	16	22,0	370
15	55	3	2,5		0,9	27	300	16	20,1	400
16	57	5	2,5		0,6	35	250	15	21,9	228
17	60	5	2,5		0,8	40	200	20	27,5	260
18	45	5,2	2,4		0,9	30	210	14	25,3	257
19	40	5,5	3,0		0,6	27	230	10	23,9	280
20	42	4,2	3,0		0,8	35	250	10	20,1	300

Исходные данные для задания 5.1

Т а б л и ц а А.5

№ варианта	b_f, м	l_f, м	d, м	p, кПа	ИГЭ–1 (песок)					ИГЭ–2 (глина, $I_L < 0{,}25$)			h_w, м
					h_1, м	γ_1, кН/м^3	γ_{s1}, кН/м^3	W_1, %	E_{01}, МПа	h_2, м	γ_2, кН/м^3	E_{02}, МПа	
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*	*13*	*14*
1	2,4	3,4	1,3	380	3,2	19	26,5	12,4	24	7	20	28	2,6
2	1,2	1,7	1,5	180	2,9	18	26,6	9,8	17	8	19	18	2,2
3	2,8	3,9	1,4	360	3,6	20	26,5	11,8	15	7	19	38	2,1
4	1,6	2,2	1,6	280	3,5	20	26,6	14,1	13	6	20	31	2,3
5	1,4	2,0	1,2	260	2,9	19	26,7	10,6	16	7	18	32	2,5
6	2,0	2,8	1,6	320	4,8	20	26,6	13,3	18	9	19	23	3,6
7	3,2	4,5	1,2	410	5,0	18	26,7	15,2	28	8	20	42	3,3
8	2,4	4,3	1,5	310	4,4	20	26,5	12,9	21	9	19	29	2,7
9	1,6	2,9	1,3	220	4,5	17	26,5	10,2	19	7	20	20	3,4
10	2,0	3,6	1,7	270	4,1	16	26,6	11,2	13	7	19	24	2,8
11	2,1	2,9	2,0	180	3,7	17	26,2	10,6	12	9	17	18	2,2
12	2,5	3,5	1,6	220	4,6	19	26,8	15,5	12	7	20	27	2,5
13	1,8	2,5	1,7	430	3,1	21	26,6	13,3	15	8	19	20	2,0
14	2,4	2,2	1,8	350	3,7	20	26,4	12,4	12	10	18	17	2,3
15	2,5	3,6	2,7	420	5,7	17	26,8	14,8	17	9	17	22	2,6
16	2,1	3,8	2,5	240	4,2	16	26,7	10,6	12	8	16	21	3,4
17	1,5	2,1	1,7	360	3,5	18	26,3	12,3	15	7	19	20	3,2
18	1,7	2,4	1,8	190	4,5	19	26,9	15,7	16	10	20	21	3,8
19	2,0	2,5	1,9	310	4,3	20	26,6	14,9	21	11	18	23	1,5
20	1,9	2,7	1,9	260	3,4	17	26,4	13,6	14	13	21	17	2,5

Исходные данные для задания 6.1

Т а б л и ц а А.6

№ вари ри-анта	Размеры $l_f \times b_f$ подошвы фунда-мента, *м*	d, *м*	p, *МПа*	ИГЭ – 1 (супесь)		ИГЭ – 2 (глина)	
				h_1, *м*	E_1, *МПа*	h_2, *м*	E_2, *МПа*
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
1	20 × 15	2,5	0,25	5	16	20	21
2	18 × 14	3,5	0,22	6	14	12	22
3	15 × 11	2,2	0,30	4	18	18	25
4	25 × 17	2,8	0,20	6	17	25	23
5	20 × 14	2,3	0,24	5	16	18	27
6	12 х 12	2,7	0,27	7	14	21	24
7	19 × 11	2,4	0,22	6	13	22	23
8	17 × 13	3,2	0,25	8	20	16	30
9	14 × 14	2,3	0,21	9	15	28	24
10	15 х 10	2,5	0,25	5	16	20	21
11	18 × 12	3,0	0,19	6	15	14	17
12	13 × 13	3,2	0,20	7	19	28	22
13	30 × 25	2,7	0,22	8	17	19	25
14	19 × 14	2,3	0,27	6	13	21	26
15	10 × 10	2,0	0,30	9	18	28	28
16	20 × 10	2,7	0,29	7	17	22	27
17	22 × 13	1,6	0,23	6	15	19	19
18	11 × 11	2,8	0,19	8	12	21	26
19	30 × 20	3,5	0,20	10	19	20	30
20	27 × 17	4,0	0,19	9	16	18	20

Исходные данные для задания 7.1

Т а б л и ц а А.7

№ вари ри-анта	p, *кПа*	b_f, *м*	d, *м*	ИГЭ–1 (песок)			ИГЭ–2 (супесь)		ИГЭ–3 (глина)	
				γ_1, *кН/м³*	E_1, *МПа*	H_1, м	E_2, *МПа*	H_2, м	E_3, *МПа*	H_3, м
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*
1	200	1,50	1,65	15	7	5	11	2,5	13	8
2	185	1,35	1,50	19	11	4,5	10	3	12	9
3	195	1,40	1,70	18	8	3,5	12	4	10	10
4	220	1,60	1,50	17	6	4	13	4,5	9	12
5	210	1,60	1,60	16	5	2,5	10	3,5	11	10
6	200	1,55	1,60	18	6	3	12	3	10	9
7	190	1,50	1,50	17	12	4,5	10	4	8	11
8	205	1,45	1,60	19	10	2,5	14	3,5	11	5
9	200	1,60	1,80	15	15	3	10	5	14	10
10	195	1,50	1,70	19	14	5	9	4	13	8
11	215	1,60	1,90	16	12	4	10	3,5	15	9
12	170	1,40	1,60	20	12	2,5	15	3	18	12
13	250	2,00	2,10	17	10	3,5	9	5	15	9
14	150	1,65	1,70	19	12	3	8	4	9	12
15	180	1,60	1,50	20	5	4	11	3,5	17	6
16	195	1,65	1,80	15	6	4,5	12	2	15	8
17	190	1,50	1,70	16	5	2,5	10	3	14	7
18	185	1,80	1,80	18	7	3,5	12	5,5	17	9
19	200	1,90	2,00	19	8	4	12	4,5	16	10
20	210	2,00	1,80	15	6	3	15	4	13	10

Исходные данные для задания 8.1

Т а б л и ц а А.8

№ п/п	c_1, м	d_1, м	c_2, м	d_2, м	P_1, кПа	P_2, кПа	L, м	Расчетная вертикаль
1	1,90	2,50	2,30	3,30	280	310	2,80	M_1
2	2,30	3,30	2,40	4,00	240	350	3,30	M_2
3	2,60	2,90	2,50	3,50	320	290	3,50	M_3
4	2,10	2,60	2,40	5,00	340	380	3,00	M_2
5	1,90	2,50	2,80	6,00	290	330	2,80	M_3
6	2,20	2,20	2,40	3,00	260	360	3,00	M_2
7	1,90	1,90	2,60	2,90	280	320	3,20	M_1
8	2,10	2,50	2,40	4,00	310	410	3,40	M_2
9	1,90	2,70	2,50	3,50	320	340	3,20	M_3
10	2,40	5,00	2,40	6,00	380	320	4,00	M_1
11	2,00	2,60	2,20	3,50	300	350	2,70	M_3
12	2,20	3,50	2,30	4,20	250	360	2,80	M_1
13	2,50	3,00	2,50	3,60	350	300	3,20	M_2
14	2,00	2,50	2,50	4,80	360	400	3,10	M_1
15	2,10	2,60	2,70	5,00	320	380	3,45	M_3
16	2,30	2,40	2,30	3,60	280	390	3,00	M_2
17	2,00	2,00	2,50	3,00	300	350	3,10	M_3
18	2,20	2,60	2,50	4,20	330	430	3,30	M_2
19	2,00	2,80	2,40	3,80	340	380	3,00	M_1
20	2,20	4,80	2,50	5,50	320	340	4,10	M_2

Исходные данные для задания 9.1

Т а б л и ц а А.9

Характеристики	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Грунты основания – супеси: $\gamma_I = 17{,}0$ кН/м^3										
φ_n, град	16	17	18	19	20	21	22	23	24	23
c_n, кПа	4	5	6	7	8	9	10	5	6	5
b, м	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4
l, м	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,2	1,3	1,2	1,1	1,0
d, м	1,0	1,2	1,2	1,3	1,4	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
d_1, м	1,5	1,6	1,6	1,7	1,8	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5
Класс сооружения – II										
F_{v1}, кН	210	220	230	240	250	260	270	260	250	250
F_h, кН	100	105	110	110	120	120	130	130	120	130
Характеристики	Варианты									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Грунты основания – суглинки: $\gamma_I = 17{,}4$ кН/м^3										
φ_n, град	22	21	20	19	18	20	22	24	21	20
c_n, кПа	7	8	9	10	4	5	6	7	8	6
b, м	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,5
l, м	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0	1,1
d, м	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
d_1, м	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5
Класс сооружения – III										
F_{v1}, кН	200	220	230	240	250	260	220	230	240	250
F_h, кН	100	110	115	120	125	130	110	120	130	120

Исходные данные для задания 10.1

Т а б л и ц а А.10

№ варианта	N_{II}, кН	M_{II}, кН·м	ИГЭ–1 (суглинок)				ИГЭ–2 (песок мелкий средней плотности)			ИГЭ–3 (глина)			
			h_1, м	I_L	E_0', МПа	ν'	h_2, м	E_0'', МПа	ν''	h_3, м	I_L	E_0''', МПа	ν'''
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	850	45	1,8	0,25	14		2,5	16		2,5	0,2	28	
2	900	50	2,0	0,33	12		3,5	18		3,0	0,13	18	
3	1050	85	1,9	0,41	15		2,7	19		3,5	0,01	38	
4	950	65	2,1	0,26	13		3,4	20		2,7	0,05	31	
5	1250	50	2,3	0,34	16		4,2	11		3,6	0,14	32	
6	850	75	2,1	0,42	12	0,34	3,8	10	0,28	4,8	0,22	23	0,4
7	1100	55	2,0	0,27	13		2,9	19		3,4	0,27	42	
8	1000	70	2,3	0,50	11		4,7	18		2,9	0,30	29	
9	950	65	2,0	0,43	19		3,2	19		4,2	0,33	20	
10	800	45	2,3	0,28	13		2,6	20		3,7	0,28	24	
11	1050	70	2,1	0,36	12		3,0	11		4,0	0,16	18	
12	1250	65	1,9	0,44	12		3,4	19		3,1	0,14	27	
13	1250	80	2,0	0,29	15		2,8	12		2,9	0,29	20	
14	1200	85	2,1	0,37	12		3,7	17		4,3	0,27	25	
15	1150	55	2,2	0,45	17		4,3	19		4,7	0,35	22	
16	1050	40	2,3	0,30	12	0,33	4,8	19	0,31	5,1	-0,01	21	0,39
17	850	65	2,2	0,38	15		3,9	20		2,6	0,30	20	
18	950	70	2,1	0,46	16		3,4	18		2,7	0,16	21	
19	1000	55	2,3	0,31	11		2,8	17		2,4	0,21	23	
20	1300	70	2,4	0,39	14		2,7	16		5,0	0,19	17	

Исходные данные для задания 13.1

Т а б л и ц а А.13

№ варианта	Ширина колодца b_0, м	Глубина опускания h_0, м	Удельный вес грунта γ, кН/м^3	Угол внутреннего трения грунта φ, град
1	8	14	18	30
2	9	15	18,5	34
3	10	16	18,8	35
4	11	17	18,3	33
5	12	18	18,5	30
6	13	9	18,1	32
7	14	10	18	30
8	15	11	18,1	31
9	16	12	18,2	32
10	7	13	18,2	33
11	8	14	18,3	34
12	9	15	18,4	35
13	10	16	18,5	36
14	11	17	18,6	37
15	12	18	18,7	30
16	13	19	18,8	31
17	14	20	17	32
18	15	9	17,1	33
19	16	10	17,2	34
20	7	11	17,2	35

Исходные данные для задания 14.1

Т а б л и ц а А.14

Номер варианта	Нагрузка на фундамент		Номер варианта	Нагрузка на фундамент	
	F_{VII}, кН/м	F_{VI}, кН/м		F_{VII}, кН/м	F_{VI}, кН/м
1	317,2	370,1	16	321,0	370,2
2	320,1	389,0	17	299,9	390,5
3	315,4	376,1	18	289,3	400,6
4	229,1	376,1	19	300,1	377,7
5	339,3	389,3	20	279,5	389,9
6	260,9	369,9	21	258,3	390,3

7	335,1	368,3	22	340,1	402,5
8	329,6	400,0	23	230,4	403,7
9	327,6	402,1	24	250,5	440,1
10	319,1	412,6	25	249,5	429,0
11	310,0	390,0	26	249,7	430,0
12	312,9	395,1	27	245,9	431,0
13	314,8	390,7	28	300,0	432,0
14	290,8	389,3	29	390,9	390,9
15	220,6	390,3	30	400,3	389,9

Исходные данные для задания 15.1

Т а б л и ц а А.15

№ варианта	Ширина фундамента b, см	Толщина стены δ, см	Шаг траверс, м	Расчетное сопротивление грунта R, кПа	Нагрузка на фундамент F_1, кН/м
1	110	25	1,0	200	360
2	120	38	1,05	210	300
3	130	51	1,1	220	350
4	140	64	1,2	230	370
5	150	25	1,3	240	400
6	160	38	1,4	250	430
7	170	51	1,5	200	360
8	180	64	1,6	230	460
9	190	25	1,5	220	370
10	200	38	1,0	260	360
11	190	51	1,05	250	350
12	180	64	1,2	270	490
13	170	25	1,3	210	500
14	160	38	1,2	220	650
15	150	51	1,0	230	500
16	140	64	1,4	200	550
17	130	25	1,0	210	650
18	120	38	1,05	270	600
19	110	51	1,1	270	450
20	100	64	1,2	260	470