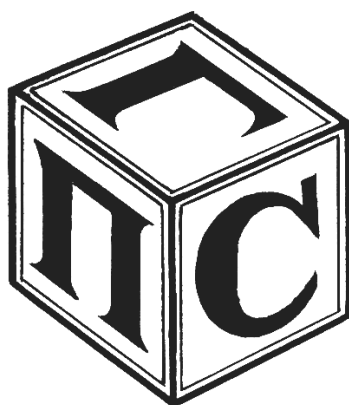


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

# ДОРОЖНОЕ ГРУНТОВЕДЕНИЕ И МЕХАНИКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

*Методические рекомендации к курсовому проектированию  
для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги»  
очной и заочной форм обучения*



Могилев 2023

УДК 69:656  
ББК 78.74  
Д96

Рекомендовано к изданию  
учебно-методическим отделом  
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»  
«17» апреля 2023 г., протокол № 10

Составитель ст. преподаватель И. И. Мельянцова

Рецензент доц. О. В. Голушкова

В методических рекомендациях кратко изложены основные сведения и задания, необходимые для выполнения курсовой работы. Методические рекомендации дополнены таблицами и справочными данными, необходимыми для выполнения курсовой работы.

Учебное издание

## ДОРОЖНОЕ ГРУНТОВЕДЕНИЕ И МЕХАНИКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования  
«Белорусско-Российский университет».  
Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 07.03.2019.  
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско- Российский  
университет, 2023

## Содержание

Введение.....	4
1 Исходные данные для выполнения курсовой работы.....	5
2 Инженерно-геологическая оценка грунтовых условий.....	8
3 Расчет подпорной стенки. Общие положения.....	13
4 Пример расчета устойчивости подпорной стенки.....	21
Список литературы.....	29

## Введение

Рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» всех форм обучения. Главная задача методических рекомендаций – оказать помощь студентам в изучении курса «Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна» и облегчить написание курсовой работы по данной дисциплине.

В процессе выполнения курсовой работы студент закрепляет теоретические знания по дисциплине, вырабатывает практические навыки расчета грунтов, учится пользоваться нормативной и справочной литературой.

Исходные данные для курсового проектирования принимаются по заданию, выдаваемому преподавателем.

Курсовая работа «Оценка устойчивости подпорной стенки» состоит из пояснительной записки и графической части.

Пояснительная записка включает: титульный лист; содержание; введение; основную часть; список использованной литературы. Текст пояснительной записки приводится на стандартных страницах формата А4 (210 × 297 мм), рабочее поле которого ограничивается рамкой. Объем пояснительной записки – 20–30 страниц. Текстовый материал подлежит оформлению согласно ГОСТ 2.105–95. Графическая часть работы выполняется на листе формата А2.

При выполнении курсовой работы целесообразно проверить действие технических нормативных правовых актов (ТНПА) на <https://normy.by> и <https://tnpa.by>.

# 1 Исходные данные для выполнения курсовой работы

Рекомендуется следующая последовательность разделов пояснительной записки.

- 1 Титульный лист.
- 2 Содержание.
- 3 Введение.
- 4 Исходные данные к курсовому проектированию.
- 5 Инженерно-геологическая оценка грунтовых условий.
- 6 Расчет подпорной стенки. Общие положения.
- 6.1 Расчет устойчивости подпорной стенки против сдвига.
- 6.2 Расчет устойчивости подпорной стенки на опрокидывание.
- 6.3 Расчет оснований по деформациям.
- 7 Принципы конструирования подпорных стенок.
- 8 Производство работ по устройству подпорных стенок.
- 9 Список литературы.

Графическая часть включает: общий вид подпорной стенки; расчетную схему для определения устойчивости подпорной стенки; схему подпорной стенки с эпюрами напряжений давления грунта под подошвой; сводную таблицу физико-механических свойств грунтов; примечания.

Во введении должна быть отмечена роль инженерных сооружений, в частности подпорных стенок, при благоустройстве территорий. Необходимо описать цели, задачи, область применения знаний, полученных при выполнении курсовой работы.

Исходные данные для выполнения курсовой работы приведены в таблицах 1.1–1.4. Вариант из таблиц 1.1 и 1.2 определяется по двум последним цифрам шифра зачетной книжки: по предпоследней – часть А (четная цифра) или часть Б (нечетная цифра), по последней – номер варианта. Вариант из таблиц 1.3 и 1.4 определяется по последней цифре шифра зачетной книжки.

Таблица 1.1 – Характеристика песчаного грунта засыпки

Часть	Номер варианта	Результат гранулометрического анализа, %					Плотность частиц грунта $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность грунта $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Влажность грунта $W$ , %
		>2	2...0,5	0,8...0,25	0,25...0,1	<0,1			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А	0	2	18	35	45	10	2,64	1,68	16,7
	1	14	11	29	17	34	2,65	1,69	17,8
	3	26	28	25	15	12	2,61	1,70	19,0
	4	15	25	30	18	12	2,67	1,71	19,4
	5	3	34	36	21	6	2,69	1,78	20,5
	6	12	33	28	35	18	2,63	1,73	16,8
	7	–	22	16	45	45	2,70	1,71	18,9
	8	8	12	44	25	11	2,71	1,75	19,2
	9	19	35	21	19	6	2,64	1,76	24,1

Окончание таблицы 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б	0	4	13	34	48	1	2,66	1,78	17,3
	1	15	20	18	30	17	2,67	1,79	16,4
	2	5	31	22	28	14	2,68	1,80	19,5
	3	–	16	28	37	21	2,69	1,81	21,8
	4	28	15	12	29	46	2,70	1,82	22,3
	5	12	20	21	24	43	2,71	1,83	18,4
	6	18	39	24	11	8	2,64	1,84	19,7
	7	7	21	53	18	1	2,65	1,85	20,1
	8	3	25	31	13	28	2,66	1,86	21,7

Таблица 1.2 – Характеристика грунта основания

Часть	Номер варианта	Влажность на границе текучести $W_L$ , %	Влажность на границе раскатывания $W_P$ , %	Влажность грунта $W$ , %	Плотность частиц грунта $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>
А	0	24,5	16,9	19,0	2,69
	1	20,0	14,1	17,0	2,69
	2	28,4	15,7	18,8	2,70
	3	30,1	16,5	19,5	2,70
	4	32,0	20,1	22,0	2,71
	5	26,3	13,4	18,0	2,71
	6	42,1	21,1	23,5	2,72
	7	28,4	16,8	19,2	2,72
	8	32,1	19,4	21,3	2,73
	9	34,2	18,4	22,4	2,73
Б	0	27,9	16,3	20,1	2,71
	1	28,1	17,7	19,6	2,74
	2	31,5	16,8	18,9	2,75
	3	33,7	19,1	24,3	2,76
	4	22,4	17,5	21,0	2,71
	5	28,7	18,4	20,6	2,72
	6	29,4	19,3	22,4	2,73
	7	32,5	16,7	20,1	2,74
	8	34,1	16,9	20,2	2,75
	9	29,6	18,1	21,8	2,76

Таблица 1.3 – Размеры подпорной стенки

Но- мер вари- анта	$b$ , м	$B$ , м	$H$ , м	$d$ , м	$d_1$ , м	$d_2$ , м	$d_3$ , м	$m_1$ , м	$m_2$ , м	$m_3$ , м
0	0,6	2,7	4,2	1,2	1,2	1,8	0,6	0,3	0,6	0,6
1	0,6	2,1	3,6	1,2	1,2	1,2	0,6	0,3	0,6	0,3
2	0,4	2,4	4,2	1,8	0,6	1,8	0,6	0,3	0,6	0,5
3	0,5	2,4	3,6	1,2	0,6	1,8	0,6	0,3	0,6	0,6
4	0,4	2,4	4,2	1,2	1,2	1,8	0,6	0,3	0,6	0,6
5	0,6	2,1	3,0	1,2	0,6	1,2	0,6	0,3	0,3	0,6
6	0,5	2,4	4,8	1,2	1,2	2,4	0,6	0,3	0,6	0,6
7	0,6	2,7	3,6	1,8	1,2	0,6	1,2	0,3	0,6	0,6
8	0,5	2,7	4,2	1,8	0,6	1,8	1,2	0,5	0,5	0,6
9	0,5	2,1	3,6	1,2	1,2	1,2	0,6	0,3	0,3	0,6

Таблица 1.4 – Интенсивность равномерно распределенной нагрузки на поверхности призмы обрушения

Нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Последняя цифра шифра зачетной книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$q$	3,0	3,4	3,8	4,0	4,4	4,8	5,0	5,4	5,8	6,0

Общий вид подпорной стенки представлен на рисунке 1.1.

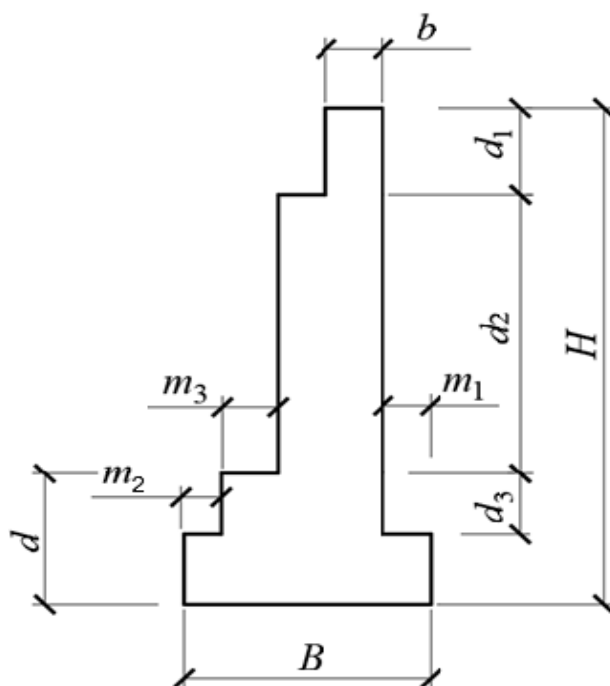


Рисунок 1.1 – Общий вид подпорной стенки (выполнена из готовых бетонных блоков с  $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ )

## 2 Инженерно-геологическая оценка грунтовых условий

При проектировании подпорной стенки свойства грунтов основания и засыпки оценивают по данным инженерно-геологических исследований.

Данные инженерно-геологических исследований приведены в задании к курсовой работе. Варианты грунтовых условий строительных площадок принимаются по таблицам 1.1 и 1.2.

### Определение наименования песчаного грунта засыпки

Определим тип песчаного грунта по крупности частиц. Для этого необходимо с нарастающим итогом суммировать сверху вниз данные процентного содержания частиц, каждый раз сравнивая полученную сумму с соответствующими величинами процентного содержания частиц определенной крупности, приведенными в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Вид песчаного грунта по гранулометрическому составу

Вид песчаного грунта	Размер частиц, мм	Масса воздушно-сухого грунта, %
Гравелистый	Крупнее 2	Более 25
Крупный	Крупнее 0,5	Более 50
Средний	Крупнее 0,25	Более 50
Мелкий	Крупнее 0,1	75 и более
Пылеватый	Крупнее 0,1	Менее 75

### Плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w}, \quad (2.1)$$

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

$w$  – природная влажность грунта, %.

Определим плотность сложения песчаного грунта по коэффициенту пористости  $e$  и таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Разновидность песчаных грунтов по плотности сложения

Вид песчаного грунта	Коэффициент пористости для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$



$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.2)$$

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

$\rho_d$  – плотность грунта в сухом состоянии, г/см<sup>3</sup>.

Определяем степень влажности

$$S_r = \frac{0,01 \cdot w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.3)$$

где  $\rho_w$  – плотность воды,  $\rho_w = 1$  г/см<sup>3</sup>.

По степени влажности (таблица 2.3) песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой.

Таблица 2.3 – Разновидности песчаных грунтов по степени влажности

Степень влажности $S_r$	Разновидность песчаных грунтов по степени влажности
$0 < S_r \leq 0,5$	Маловлажный
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажный
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенный водой

### **Определение наименования грунта основания**

По числу пластичности  $I_P$  определим вид пылевато-глинистого грунта:  
 $1 \leq I_P \leq 7$  – супесь;  $7 < I_P \leq 17$  – суглинок;  $I_P > 17$  – глина.

$$I_P = w_L - w_P, \quad (2.4)$$

где  $w_L$  – влажность на границе текучести, %;

$w_P$  – влажность на границе раскатывания, %.

Консистенцию глинистого грунта определим по показателю текучести  $I_L$  (таблица 2.4):

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_p}, \quad (2.5)$$

где  $w$  – влажность грунта, %.

Пылевато-глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

Таблица 2.4 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

Вид пылевато-глинистых грунтов	Разновидность пылевато-глинистого грунта по показателю текучести	Показатель текучести
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердые	$I_L < 0$
	Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	Мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	Текучие	$I_L > 1$

Далее определим нормативные прочностные характеристики – удельное сцепление  $c_n$ , кПа; угол внутреннего трения  $\varphi_n$ , град; условное сопротивление  $R_0$ , кПа; и деформационные характеристики – модуль деформации  $E$  грунтов по таблицам 2.5–2.8. Значения определяются в соответствии с коэффициентом пористости  $e$  и показателем текучести  $I_L$ .

Таблица 2.5 – Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , угла внутреннего трения  $\varphi_n$  и модуля деформаций  $E$  для песчаных грунтов четвертичных отложений

Наименование песчаных грунтов	Обозначение характеристик грунтов	Значение характеристик грунтов при коэффициенте пористости $e$			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	$c_n$ , кПа	2	1	–	–
	$\varphi_n$ , град	43	40	38	35
	$E$ , МПа	50	40	30	15
Средней крупности	$c_n$ , кПа	3	2	1	–
	$\varphi_n$ , град	40	38	35	33
	$E$ , МПа	45	35	25	13
Мелкие	$c_n$ , кПа	6	4	2	–
	$\varphi_n$ , град	38	36	32	28
	$E$ , МПа	40	30	20	12
Пылеватые	$c_n$ , кПа	8	6	4	2
	$\varphi_n$ , град	36	34	30	26
	$E$ , МПа	35	25	18	11

Таблица 2.6 – Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , угла внутреннего трения  $\varphi_n$  и модуля деформаций  $E$  для глинистых (не моренных и не лессовых) грунтов четвертичных отложений

Наименование глинистых грунтов	Предел нормативных значений показателя $I_L$	Обозначение характеристик грунтов	Значение характеристик грунтов при коэффициенте пористости $e$						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c_n$ , кПа	21	17	15	13	–	–	–
		$\varphi_n$ , град	30	29	27	24	–	–	–
		$E$ , МПа	32	24	16	10	7	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	$c_n$ , кПа	19	15	13	11	9	–	–
		$\varphi_n$ , град	28	26	24	21	18	–	–
		$E$ , МПа	31	23	15	9	6	–	–
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	$c_n$ , кПа	47	37	31	25	22	19	–
		$\varphi_n$ , град	26	25	24	23	22	20	–
		$E$ , МПа	34	27	22	17	14	11	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$ , кПа	39	34	28	23	18	15	–
		$\varphi_n$ , град	24	23	22	21	19	17	–
		$E$ , МПа	32	25	19	14	11	8	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$ , кПа	–	–	25	20	16	14	12
		$\varphi_n$ , град	–	–	19	18	16	14	12
		$E$ , МПа	–	–	17	12	8	6	5
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	$c_n$ , кПа	–	81	68	54	47	41	36
		$\varphi_n$ , град	–	21	20	19	18	16	14
		$E$ , МПа	–	28	24	21	18	15	12
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$ , кПа	–	–	57	50	43	37	32
		$\varphi_n$ , град	–	–	18	17	16	14	11
		$E$ , МПа	–	–	21	18	15	12	19

Таблица 2.7 – Условное расчетное сопротивление  $R_0$  глинистых и непросадочных грунтов (кроме моренных и лессовых)

Глинистый грунт	Коэффициент пористости $e$	$R_0$ , кПа, при показателе текучести грунта $I_L$ , равном		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	0,85	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,0	250	200	150



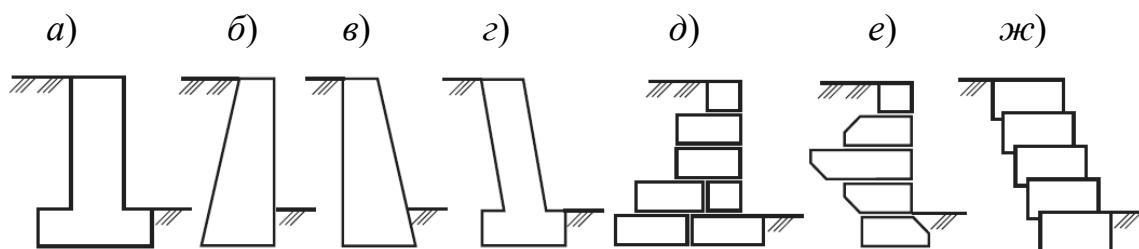
### 3 Расчет подпорной стенки. Общие положения

#### Типы подпорных стен

По конструктивному решению подпорные стены подразделяются на массивные (гравитационные) и тонкостенные.

Массивные подпорные стены из-за большого расхода материала и трудоемкости по сравнению с тонкостенными могут применяться, как правило, при соответствующем технико-экономическом обосновании (возведение из местного материала, отсутствие сборного железобетона и т. д.). По виду материала массивные подпорные стены подразделяются на стены из каменной кладки, бутобетона, монолитного бетона или из сборных бетонных блоков. По способу изготовления массивные подпорные стены могут быть монолитными или сборными. Устойчивость на опрокидывание и сдвиг массивных подпорных стен при воздействии бокового давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены.

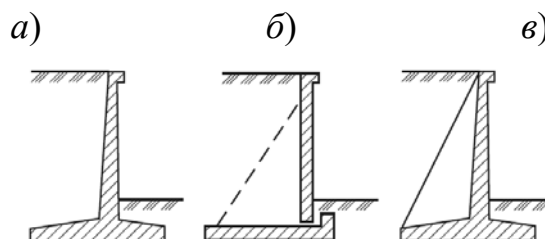
Монолитные массивные подпорные стены различаются по форме поперечного сечения, а также наклону лицевой и тыльной граней (рисунок 3.1, *а–г*). Сборные массивные подпорные стены также могут иметь различную форму поперечного сечения и наклоны лицевых и тыльных граней (рисунок 3.1, *д–ж*).



*а* – две вертикальные; *б* – вертикальная лицевая и наклонная тыльная; *в* – наклонная лицевая и вертикальная тыльная; *г* – наклон лицевой и тыльной в сторону засыпки; *д* – вертикальная лицевая и ступенчатая тыльная; *е* – вертикальная лицевая и ломаная тыльная; *ж* – ступенчатые лицевая и тыльная

Рисунок 3.1 – Массивные подпорные стены с наклоном граней

Конструкции тонкостенных подпорных стен уголкового типа приведены на рисунке 3.2.



*а* – консольная; *б* – с анкерными тягами; *в* – контрфорсная

Рисунок 3.2 – Тонкостенные подпорные стены уголкового типа

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены всех типов могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Тонкостенные подпорные стены углового типа состоят из жестко сопряженных лицевых и фундаментных плит. В сборно-монолитных конструкциях лицевые плиты выполняют из сборных элементов, фундаментные – монолитными.

### *Материалы для стен*

В зависимости от принятого конструктивного решения подпорных, подвальных, ограждающих стен и креплений котлованов могут использоваться элементы из каменной кладки, бутобетона, бетона, железобетона, древесины и металла, а также их комбинированные варианты. При этом выбор материала обуславливается технико-экономическим расчетом, требованиями долговечности, охраны окружающей среды, условиями производства работ, наличием местных материалов и возможностями подрядных организаций.

Для подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию конструкций в проектной документации должны быть оговорены марки бетона и бутобетона по морозостойкости и водонепроницаемости.

Для изготовления арматурных, закладных изделий и монтажных (подъемных) петель следует применять арматурные стали и прокат, установленные в рабочих чертежах согласно действующим ТНПА.

### *Внешние нагрузки и их воздействия*

Подпорные стены, наружные стены подвалов и крепления котлованов необходимо рассчитывать на воздействие горизонтальных и вертикальных внешних нагрузок на призмы обрушения у тыльных поверхностей и выпоры перед лицевыми поверхностями, включая нагрузки от подвижного состава железнодорожного и автомобильного транспорта, технологического оборудования, складированных материалов и изделий.

Временную нормативную нагрузку от подвижного транспорта при движении его вдоль подпорной стены следует принимать приведенной к эквивалентной равномерно распределенной (полосовой) нагрузке по [1].

Значения коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$  при расчете по первой группе предельных состояний принимаются по таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Значение коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$

Нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
1	2
<b>Постоянная</b> Собственный вес конструкции, вес грунта в природном состоянии, гидростатическое давление подземных вод	1,1 (0,9)

Окончание таблицы 3.1

1	2
Вес уплотненного грунта в засыпке	1,15 (0,9)
Вес насыпного грунта	1,2 (0,9)
Вес дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5
Вес полотна железнодорожных путей	1,3
<b>Временная длительная</b> От подвижного состава железных дорог, от колонн автомобилей, от оборудования, складываемых материалов, равномерно распределенная нагрузка на территории	1,2
<b>Временная кратковременная</b> От колесной НК-80 и гусеничной НГ-60 нагрузок	1,0
От погрузчиков и каров	1,2
От колонн автомобилей	1,1
<i>Примечание</i> – Значения коэффициента, указанные в скобках, относятся к расчету конструкций на устойчивость положения, когда уменьшение постоянной нагрузки может ухудшить условия работы конструкции	

Динамический коэффициент надежности для временной нагрузки принимается равным единице.

Горизонтальные и поперечные нагрузки от центробежных сил на криволинейных участках пути при расчете подпорных стен не учитываются.

### ***Давление грунта на ограждающие конструкции***

Значения характеристик грунтов природного сложения определяются, как правило, при помощи непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки их результатов. Они обозначаются:

- нормативные –  $\gamma^H$ ,  $\varphi^H$ ,  $c^H$ ;
- для расчетов по первой группе предельных состояний –  $\gamma_I$ ,  $\varphi_I$ ,  $c_I$ ;
- для расчетов по второй группе предельных состояний –  $\gamma_{II}$ ,  $\varphi_{II}$ ,  $c_{II}$ .

Удельный вес грунта  $\gamma$  для практических расчетов допускается принимать с учетом показателя точности оценки его среднего значения.

Для  $\varphi$  и  $c$  принимаются только их минимальные значения.

При отсутствии непосредственных определений  $\varphi$ ,  $c$  и  $E$  грунтов ненарушенного сложения допускается принимать их нормативные значения  $\gamma^H$ ,  $\varphi^H$ . При этом расчетные значения этих характеристик принимаются следующими:

- $\gamma_I = 1,05\gamma^H$ ;  $\gamma_{II} = \gamma^H$ ;
- $\varphi_I = \varphi^H / \gamma_\varphi$ ;  $\varphi_{II} = \varphi^H$ ;
- $c_I = c^H / 1,5$ ;  $c_{II} = c^H$ .

Коэффициент надежности по грунту  $\gamma_\varphi$  принимается равным 1,1 – для песчаных и 1,15 – для пылевато-глинистых грунтов.

При определении давления от собственного веса грунта в расчетах по первой группе предельных состояний значения удельного веса грунта  $\gamma_I$  и  $\gamma_I'$  сле-

дует умножать на коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с таблицей 3.1.

При определении давления грунта на подпорные стены следует принимать во внимание их конструктивные особенности (жесткость, наклон и шероховатость поверхностей, обращенных к грунту), свойства взаимодействующих со стенами грунтовых напластований, значения и направления перемещений, поворотов и прогибов стен, наличие пригрузки на поверхности за стенами.

При расчете устойчивости ограждающих конструкций (стен подвалов, подпорных стен, шпунтовых, траншейных или свайных стен, свайно-балочных опор и др.) следует учитывать три основных случая давления грунта исходя из условий предельного равновесия в состояниях: активном, пассивном и в состоянии покоя.

Коэффициент активного давления  $K_a$  определяется исходя из теории Кулона – Мора по зависимости, изложенной в [1, п. 6.3] или [1, приложение А]. Коэффициент давления пассивного давления  $K_p$ , коэффициент давления покоя  $K_0$  определяются также по [1, п. 6.3].

У связных грунтов суммарная горизонтальная составляющая давления  $\sigma_h$ , кПа, в случае наклонной поверхности под углом  $\beta$  с ее пригрузкой интенсивностью  $q$  и при  $\alpha = \delta = 0^\circ$  составляет для:

– активного давления

$$\sigma_{ah} = (\gamma \cdot h + q) \cdot K_a \cdot K_\beta - 2c \cdot \sqrt{K_a}; \quad (3.1)$$

– пассивного давления

$$\sigma_{ph} = (\gamma \cdot h + q) \cdot K_p \cdot K_\beta - 2c \cdot \sqrt{K_p}; \quad (3.2)$$

– давления покоя

$$\sigma_{0h} = (\gamma \cdot h + q) \cdot K_0 \cdot K_\beta - 2c \cdot \sqrt{K_0}. \quad (3.3)$$

Горизонтальные и вертикальные результирующие сил (соответственно  $E_h$  и  $E_v$ , кПа) от треугольных эпюр составляющих бокового давления грунта на наклонные поверхности ограждающих конструкций определяют по формулам для:

– несвязного грунта ( $c = 0$ )

$$E_{h(v)} = 0,5h\sigma_{h(v)}; \quad (3.4)$$

– связного грунта ( $c \neq 0$ )

$$E_{h(v)} = 0,5 \cdot (h - h_c) \cdot \sigma_{h(v)}. \quad (3.5)$$



Точки приложения горизонтальных результирующих сил от давления грунта для треугольных эпюр располагаются от их низа на расстоянии  $h/3$ .

Для прямоугольных эпюр бокового давления грунта за счет сцепления и нагрузки на поверхности точки приложения результирующих горизонтальных составляющих располагаются на расстоянии  $0,5h$ .

В случае наличия на поверхности грунта, располагаемого за ограждающей конструкцией, фиксированной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $q$  горизонтальную  $\sigma_{qh}$  и вертикальную  $\sigma_{qv}$  составляющие давления грунта (активного или покоя) от этой нагрузки определяют из соотношений

$$E_{qh(v)} = h_q \cdot \sigma_{qh(v)}; \quad (3.6)$$

$$h_q = h - \frac{a}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\theta_0}. \quad (3.7)$$

Угол наклона плоскости обрушения (сползания) к вертикали за стенкой  $\theta_0$  определяют по формуле

$$\theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (3.8)$$

Подпорные стены рассчитывают по двум группам предельных состояний:

- по первой группе (по несущей способности) выполняют расчеты устойчивости подпорной стены против сдвига, прочности грунтового основания под подошвой стены, прочности элементов конструкций и узлов соединения;
- по второй группе (по пригодности к эксплуатации) выполняют расчеты оснований по деформациям, элементов конструкций на трещиностойкость.

Расчеты производят на расчетную нагрузку, которая определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , учитывающий возможное отклонение нагрузки от нормативного значения и устанавливаемый в зависимости от группы предельного состояния.

### ***Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига***

Расчет устойчивости массивных стен и стен уголкового типа против сдвига в нескальных грунтах осуществляется по подошве стены (плоский сдвиг) и по ломаным поверхностям скольжения (глубинный сдвиг) из условия

$$F_{sd} \leq \frac{\gamma_c \cdot F_{ud}}{\gamma_n}, \quad (3.9)$$

где  $F_{sd}$  – сдвигающая сила, равная сумме проекций на горизонтальную плоскость всех действующих на стену сдвигающих сил, кН;

$F_{ud}$  – удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на ту же плоскость, кН;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы грунта основания: для песков, кроме пылеватых,  $\gamma_c = 1$ ; для пылеватых песков и пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,9$ , в нестабилизированном состоянии –  $\gamma_c = 0,85$ ;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III уровней ответственности.

Сдвигающая сила  $F_{sd}$  определяется по формуле

$$F_{sd} = E_h + E_{qh}, \quad (3.10)$$

где  $E_h$  – горизонтальная составляющая распора грунта (активного давления или давления в покое) от его собственного веса, определяемая с учетом формул (3.4) и (3.5);

$E_{qh}$  – то же, от нагрузки на поверхности призмы обрушения, определяемая с учетом формул (3.6)–(3.8).

Удерживающая сила  $F_{ud}$ , кН, для нескального основания определяется как сумма сопротивления сдвигу вдоль подошвы стены или наклонной сдвигаемой поверхности грунта под подошвой и отпора грунта ниже дна котлована на глубину соответственно  $d$  или  $h_p$ . Нагрузка на поверхности за стеной и впереди нее при этом не учитывается. С учетом вышесказанного удерживающая сила  $F_{ud}$  вычисляется по формуле

$$F_{ud} = N \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + b \cdot c_1 + E_p, \quad (3.11)$$

где  $N$  – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость, кН;

$b$  – ширина подошвы стены, м;

$E_p$  – суммарное пассивное давление грунта налицевую поверхность стены и сдвигаемую грунтовую призму под ней на глубину соответственно  $d$  или  $h_p$ , кН.

$$N = \sum P_i = G_{st} + E_v + E_{qv}, \quad (3.12)$$

где  $G_{st}$  – собственный вес стены и грунта (без учета распределенной нагрузки на поверхности грунта) на ее передних и тыльных уступах, кН;

$E_v$  – вертикальная составляющая давления грунта на наклонную поверхность стены, определяемая по формулам (3.4) и (3.5), кН;

$E_{qv}$  – вертикальная составляющая распределенной нагрузки на наклонную поверхность стены, определяемая по формуле (3.6), кН.

Коэффициент надежности по нагрузке для удельного веса грунта в пределах засыпки принимается равным 1,2.

Расчет устойчивости против сдвига подпорной стены с горизонтальной подошвой производится для трех значений угла  $\omega$  ( $\omega$  – угол наклона поверхно-

сти скольжения подошвы стены к горизонту, принимаемый со знаком «плюс» – при отклонении поверхности от горизонтального положения вниз и со знаком «минус» – при отклонении ее вверх):  $\omega = 0^\circ$ ,  $\omega = 0,5\varphi_1$  и  $\omega = \varphi_1$ .

В случае, если  $\omega = 0^\circ$ , происходит плоский сдвиг по подошве стены; при  $\omega = 0,5\varphi_1$  и  $\omega = \varphi_1$  возникает глубинный сдвиг по ломаным плоскостям скольжения.

### *Расчет устойчивости подпорной стены на опрокидывание*

Устойчивость массивной и тонкостенной подпорных стен уголкового типа на опрокидывание определяют из условия

$$M_{ud} / M_{op} \geq k_n, \quad (3.13)$$

где  $M_{ud}$  – сумма моментов всех удерживающих сил относительно кромки, кН·м;

$M_{op}$  – сумма моментов всех опрокидывающих сил относительно кромки, кН·м;

$k_n$  – коэффициент надежности, устанавливаемый проектной организацией в зависимости от степени ответственности здания или сооружения, значимости последствий от опрокидывания подпорной стены; принимается не менее 1,2 – для временных и равный 1,6 – для постоянных подпорных стен.

При определении суммарного опрокидывающего момента относительно кромки, проходящей через точку  $O$  (рисунок 3.3), следует учитывать горизонтальную составляющую распора грунта в активном состоянии или давления в покое, исходя из условий отсутствия или наличия ограничений смещения стены по направлению котлована.

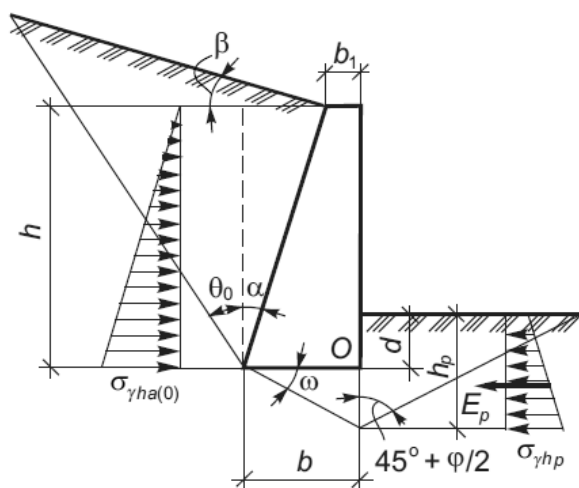


Рисунок 3.3 – Расчетная схема массивной подпорной стены с горизонтальной подошвой

В качестве удерживающей силы следует принимать горизонтальную составляющую отпора грунта впереди стены, а также вертикальные составляющие отпора грунта и веса стены с грунтом в пределах призм, находящихся

между дневной поверхностью грунта и вертикальными плоскостями, проходящими по передней и задней кромкам подошвы фундамента.

В данном случае отпор действует в пределах глубины заземления стены ниже дна котлована  $d$ .

### ***Расчет оснований по деформациям***

При отсутствии специальных технологических требований расчет оснований по деформациям считается удовлетворяющим условию, если среднее давление на грунт  $p_{sr}$  под подошвой фундамента от нормативной нагрузки не превышает расчетного давления на основание  $R$ , а крайнее давление  $p_{max}$  не превышает  $1,2R$  (рисунок 3.4):

$$p_{sr} \leq R;$$

$$p_{max} \leq 1,2R, \quad (3.14)$$

где  $R$  – расчетное давление на основание, кПа; определяют по ТНПА.

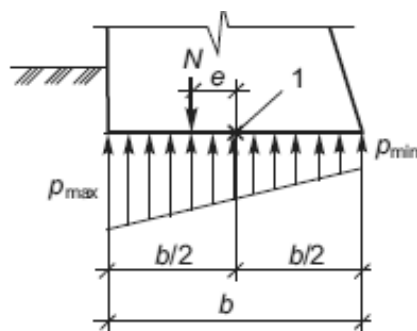


Рисунок 3.4 – Схема определения давления под подошвой фундамента (при  $e < b/6$ )

При этом эпюру напряжений допускается принимать трапециевидной или треугольной. Площадь сжатой зоны для треугольной эпюры должна быть не менее 0,75 от общей площади подошвы фундамента подпорной стены (рисунок 3.5).

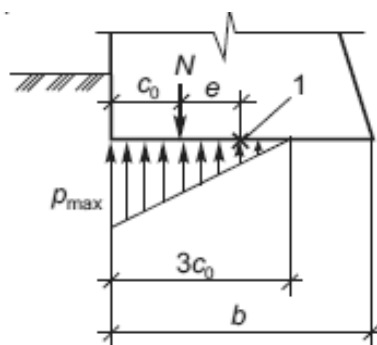


Рисунок 3.5 – Схема определения давления под подошвой фундамента (при  $e \geq b/6$ )

Значения краевого давления на грунт под подошвой фундамента  $p_{\max/\min}$ , кПа, при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы фундамента  $e < b/6$  определяют по формуле (3.15), при  $e \geq b/6$  – по формуле (3.16).

$$p_{\max,\min} = \frac{N}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right); \quad (3.15)$$

$$p_{\max} = \frac{2N}{3c_0}, \quad (3.16)$$

где  $N$  – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость, кН;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$c_0$  – длина треугольной эпюры по подошве фундамента, м;  $c_0 = 0,5b - e$ ;

$e$  – эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, м.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{\sum P_i x_i + \sum F_i z_i}{\sum P_i}, \quad (3.17)$$

где  $M$  – сумма моментов вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения  $i-i$  или подошвы, кН·м;

$\sum P_i$  – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость выше сечения  $i-i$ , кН;  $\sum P_i = N$ ; определяется по формуле (3.12);

$\sum P_i x_i$  – сумма моментов всех вертикальных сил относительно центра тяжести сечения  $i-i$  или подошвы, кН·м;

$\sum F_i z_i$  – сумма моментов всех горизонтальных сил относительно центра тяжести сечения  $i-i$  или подошвы, кН·м.

## 4 Пример расчета устойчивости подпорной стенки

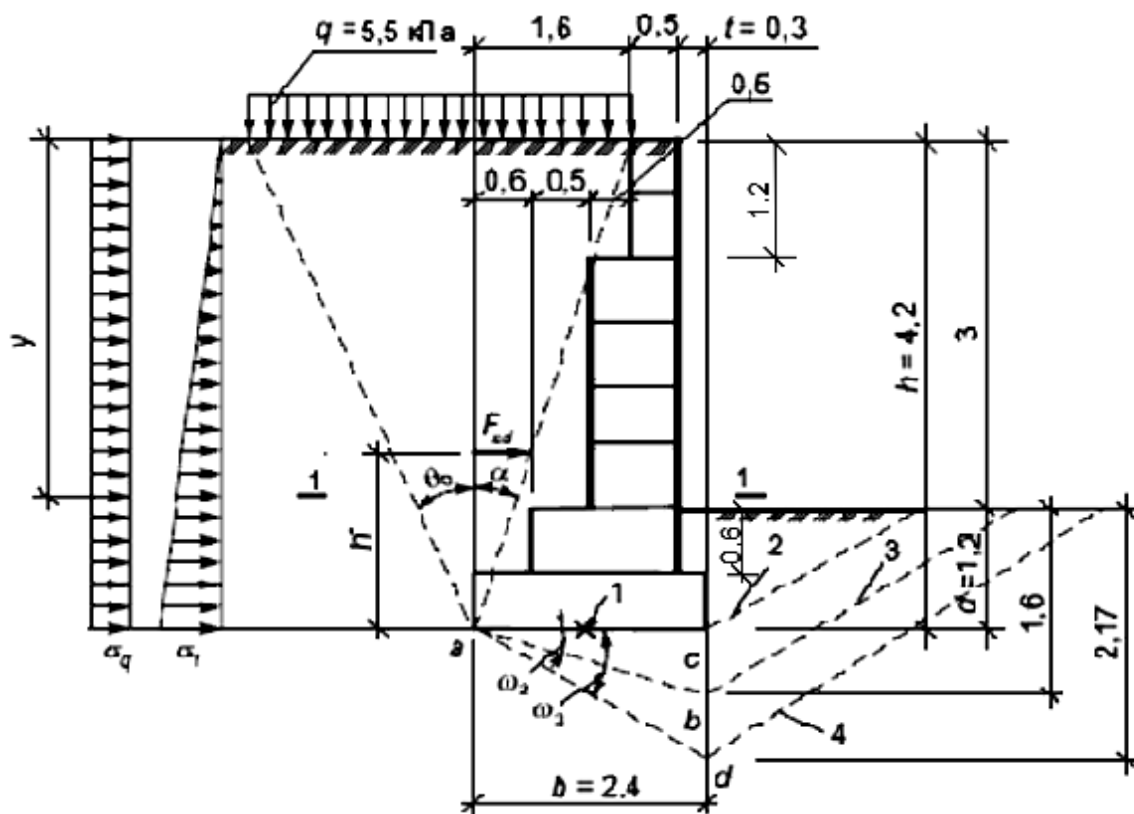
### *Исходные данные*

Массивная подпорная стена из готовых бетонных блоков с высотой подпора грунта 3,0 м (рисунок 4.1) и глубиной заложения подошвы фундамента  $d = 1,2$  м имеет показанные на рисунке геометрические параметры. Стена сзади имеет песчаную засыпку, впереди – засыпку местным глинистым грунтом. На поверхности призмы обрушения расположена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью  $q = 5,5$  кПа. Объемный вес материала подпорной стенки  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

По результатам инженерно-геологической оценки грунтовых условий установлены следующие расчетные характеристики основания и грунта засыпки.

1 Грунт засыпки – песок мелкий с  $\gamma_1' = 18 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_1' = 25^\circ$ ,  $c_1' = 0 \text{ кПа}$ ;  $\gamma_1'' = 19 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_1'' = 27^\circ$ ,  $c_1'' = 0 \text{ кПа}$ .

2 Грунт основания – суглинок с  $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_{II} = 21^\circ$ ,  $c_{II} = 9 \text{ кПа}$ ;  $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_{II} = 26^\circ$ ,  $c_{II} = 13 \text{ кПа}$ .



1 – центр тяжести подошвы; 2 – случай 1; 3 – случай 2; 4 – случай 3

Рисунок 4.1 – Схема к расчету массивной подпорной стены (размеры в метрах)

Определяем интенсивность давления грунта на конструкцию стены. Сползание призмы обрушения со стороны стены условно принимаем под углом  $\alpha$  к вертикали при угле трения по контакту сползания  $\delta = \varphi_1' = 25^\circ$ .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,6}{4,2} = 0,381; \quad \alpha = 21^\circ.$$

При расчете давления грунта на стену будем исходить из двух вариантов:

1) давление покоя грунта при ограничении смещения стены в сторону котлована;

2) активное давление грунта (далее расчеты приведены в скобках) при отсутствии такого ограничения.

Для активного давления грунта по [1, приложение А] при  $\alpha = 21^\circ$  и  $\delta = \varphi_1' = 25^\circ$  имеем  $K_a = 0,392$ . Если принять условную вертикальную поверхность,

проходящую через заднюю грань нижней плиты у стены, то для нее при отсутствии трения ( $\delta = 0^\circ$ )  $K_a = 0,41$ , что примерно равно предшествующему значению. Такое положение обосновано при наличии смачивания обращенных к грунту вертикальных поверхностей стены. Аналогичный подход ( $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ ) принимаем и при оценке давления грунта покоя. По [1, таблица 6.4] находим  $K_0 = 0,58$ .

Давление грунта  $\sigma_{0h}$  ( $\sigma_{ah}$ ) от собственного веса на глубине  $y = h = 4,2$  м и равномерно распределенной нагрузки на горизонтальной поверхности  $q = 5,5$  кПа определяем по формулам соответственно (3.3) и (3.1) с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,15$  для уплотненного грунта засыпки и  $K_\beta = 1,0$  при  $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ .

$$\begin{aligned}\sigma_{0h} &= \sigma_q + \sigma_\gamma = \gamma_f \cdot (\gamma' \cdot h + q) \cdot K_0 \cdot K_\beta - 2c \cdot \sqrt{K_0} = \\ &= 1,15 \cdot (18 \cdot 4,2 + 5,5) \cdot 0,58 \cdot 1 - 0 = 3,67 + 50,43 = 54,1 \text{ кПа};\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ah} &= \sigma_q + \sigma_\gamma = \gamma_f \cdot (\gamma' \cdot h + q) \cdot K_a \cdot K_\beta - 2c \cdot \sqrt{K_a} = \\ &= 1,15 \cdot (18 \cdot 4,2 + 5,5) \cdot 0,41 \cdot 1 - 0 = 2,59 + 35,65 = 38,24 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

*Расчет устойчивости стены на сдвиг.*

Сдвигающую силу  $F_{sd}$  для давления покоя грунта (активного давления) определяем по формулам (3.4), (3.6), (3.10) при  $y_b = h = 4,2$  м:

$$F_{sd,\gamma} = \frac{\sigma_\gamma \cdot h}{2} = \frac{50,43 \cdot 4,2}{2} = 105,91 \text{ кН (74,87 кН)};$$

$$F_{sd,q} = \sigma_q \cdot y_b = 3,67 \cdot 4,2 = 15,41 \text{ кН (10,88 кН)};$$

$$F_{sd} = F_{sd,\gamma} + F_{sd,q} = 105,91 + 15,41 = 121,32 \text{ кН (85,75 кН)}.$$

Расчет устойчивости стены производим для трех значений угла наклона поверхности скольжения к горизонту  $\omega$ .

*Случай 1.* Расчет производим при  $\omega_1 = 0^\circ$ .

Сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость в данном случае включает вес стены и грунта на ее уступах  $G_{st}$ , который с учетом  $\gamma_f = 0,9$  составляет  $0,9 \cdot G_{st} = 153,4$  кН.

$$N = F_{sd} \cdot \text{tg}(\alpha + \delta) + G_{st} + \frac{\gamma_1 \cdot \text{tg}\varphi_1 \cdot b^2}{2} = 121,32 \cdot \text{tg}(0^\circ + 0^\circ) + 153,4 + 0 = 153,4 \text{ кН}.$$

Пассивное сопротивление связного грунта определяется по формуле

$$E_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p + 2h \cdot c \sqrt{K_p}. \quad (4.1)$$

Отпор грунта учитывается до глубины расположения линии пересечения передней грани подошвы стены с предполагаемой плоскостью скольжения;  $h = d = 1,2$  м. С учетом значений  $\varphi_1 = 21^\circ$  для связного грунта основания согласно [1, таблица 6.4] имеем  $K_p = 2,12$ . При сдвиге по подошве стены ( $\omega = 0^\circ$  – с горизонтальной подошвой и  $\omega = -\alpha$  – с наклонной подошвой) на контакте подошва – грунт принимают угол внутреннего трения грунта  $\varphi_1$  не более  $30^\circ$  и удельное сцепление  $c_1$  не более 5 кПа.

$$E_p = 0,5 \cdot 19 \cdot 1,2^2 \cdot 2,12 + 2 \cdot 1,2 \cdot 5 \sqrt{2,12} = 29,00 + 17,47 = 46,47 \text{ кН}.$$

Определяем удерживающую силу по формуле (3.11) при  $c_1 = 5$  кПа.

$$F_{ud} = 153,4 \cdot \text{tg}(21 - 0) + 2,4 \cdot 5 + 46,47 = 117,36 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость стены из условия (3.9):

– для давления покоя грунта

$$121,32 \text{ кН} > \frac{0,9 \cdot 117,36}{1,1} = 96,02 \text{ кН}.$$

Условие не удовлетворено;

– для активного давления грунта

$$85,75 \text{ кН} < \frac{0,9 \cdot 117,36}{1,1} = 96,02 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворено.

Таким образом, при давлении покоя грунта требуется увеличение площади подошвы, что будет способствовать увеличению веса грунта на уступах и, соответственно, возрастанию сопротивляемости сдвигу за счет трения и сцепления. Возможно также увеличение удерживающей силы посредством устройства впереди нижнего блока зуба с увеличенной примерно на 0,5 м глубиной (см. далее расчет для случая 2).

В рассматриваемом конструктивном решении за счет превышения сдвигающих сил над удерживающими произойдет смещение стены с падением давления грунта до минимального значения. При этом дальнейший сдвиг прекратится из-за превышения удерживающих сил над сдвигающими.



Случай 2. Расчет производим при  $\omega_1 = \varphi_1 / 2 = 10,5^\circ$ .

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1 / 2) = 2,12;$$

$$N = 153,4 + \frac{19 \cdot \operatorname{tg} 10,5^\circ \cdot 2,4^2}{2} = 153,4 + 10,14 = 163,54 \text{ кН.}$$

Пассивное сопротивление грунта определяем при  $h = d + b \cdot \operatorname{tg} \omega = 1,2 + 2,4 \cdot \operatorname{tg} 10,5^\circ = 1,64 \text{ м.}$

$$E_p = 0,5 \cdot 19 \cdot 1,64^2 \cdot 2,12 + 2 \cdot 1,64 \cdot 9 \cdot \sqrt{2,12} = 97,15 \text{ кН.}$$

$$F_{ud} = 163,54 \cdot \operatorname{tg}(21 - 10,5) + 2,4 \cdot 9 + 97,15 = 149,06 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$121,32 \text{ кН} < \frac{0,9 \cdot 149,06}{1,1} = 121,96 \text{ кН};$$

$$85,75 \text{ кН} < \frac{0,9 \cdot 149,06}{1,1} = 121,96 \text{ кН.}$$

В данном случае удерживающая сила оказалась в обоих случаях больше сдвигающей. Условия удовлетворяются.

Случай 3. В этом случае удерживающая сила будет еще больше, поэтому условие также будет удовлетворено. Устойчивость стены против сдвига обеспечена.

*Расчет устойчивости стены на опрокидывание.*

Расчет устойчивости стены производим относительно точки  $s$  на пересечении подошвы с ее передней гранью, определяя опрокидывающие моменты от поперечных сил и удерживающие от вертикальных весовых нагрузок.

$$\begin{aligned} M_{op} &= F_{sd,\gamma} \cdot h / 3 + F_{sd,q} \cdot h / 2 = \\ &= 105,91 \cdot 4,2 / 3 + 15,41 \cdot 4,2 / 2 = 180,64 \text{ (127,67) кН} \cdot \text{м;} \end{aligned}$$

$$M_{ud} = \sum F_{vi} \cdot l_i + \sum F_{udp,\gamma} \cdot h_p, \quad (4.2)$$

где  $F_{vi}$  – вертикальные весовые силы, кН;

$l_i$  – расстояния от центра тяжести весовых единиц до наружной грани подошвы, м;

$F_{udp,\gamma}$  – отпор грунта перед стенкой, кН;

$h_p$  – высота приложения отпоров грунта относительно подошвы, м.

$$M_{ud} = \sum F_{vi} \cdot l_i + \sum F_{udp,\gamma} \cdot h_p = 5,5 \cdot 1,6 \cdot (2,4 - 0,8) + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot (0,3 + 0,25) + 1,0 \times \\ \times 1,8 \cdot 20 \cdot (0,3 + 0,5) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot (0,3 + 0,75) + 2,4 \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot 1,2 + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 19 \times \\ \times 0,9 \cdot (0,8 + 0,25) + 0,5 \cdot 3 \cdot 19 \cdot 0,9 \cdot (1,3 + 0,25) + 0,6 \cdot 3,6 \cdot 19 \cdot 0,9 \cdot (1,8 + 0,3) + 0,3 \times \\ \times 0,6 \cdot 18 \cdot 0,9 \cdot 0,15 + 29 \cdot 1,2 / 3 + 17,47 \cdot 0,6 = 14,08 + 7,92 + 34,56 + 22,68 + 41,47 + \\ + 10,77 + 39,76 + 77,57 + 0,44 + 11,6 + 10,48 = 253,56 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Соотношение  $M_{ud} / M_{op}$  составляет

$$253,56 / 180,64 = 1,40 \quad (253,56 / 127,67 = 1,98).$$

При давлении покоя и активного давления устойчивость стены на опрокидывание относительно нижней передней грани обеспечена.

*Расчет основания по деформациям.*

Расчет производят для второй группы предельных состояний с коэффициентами надежности по нагрузке, равными единице, и с характеристиками грунтов основания  $\varphi_{II} = 26^\circ$ ,  $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$  и засыпки  $\varphi_I'' = 27^\circ$ ,  $\gamma_I'' = 19 \text{ кН/м}^3$ .

Расчетное давление на основание определяется по формуле

$$R = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot (M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d \gamma_I'' + M_c c_{II}) / k, \quad (4.3)$$

где  $k$  – коэффициент;  $k = 1$ , если прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями, и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам;

$\gamma_1, \gamma_2$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 4.1;  $\gamma_1 = 1,25$ ;  $\gamma_2 = 1,0$ ;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 4.2. При  $\varphi_{II} = 26^\circ$   
 $M_\gamma = 0,84$ ;  $M_q = 4,37$ ;  $M_c = 6,90$ ;

$b = 2,4 \text{ м}$ ;

$d = 1,2 \text{ м}$ .

$$R = 1,25 \cdot 1 \cdot (0,84 \cdot 2,4 \cdot 18 + 4,37 \cdot 1,2 \cdot 19 + 6,9 \cdot 13) / 1,1 = 256,39 \text{ кПа.}$$

Таблица 4.1 – Значения коэффициентов  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$ 

Грунт основания	Коэффициент $\gamma_1$	Коэффициент $\gamma_2$ для сооружений с жесткой и ограниченно-жесткой конструктивными схемами при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
Пески пылеватые: насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем и показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Таблица 4.2 – Значения коэффициентов  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ 

Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	Коэффициент			Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	Коэффициент		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Определим активное давление грунта  $\sigma_{\gamma,a}, \sigma_{q,a}$  при  $K_a = 0,33, \alpha = \beta = \delta = 0^\circ, \varphi_1'' = 27^\circ$  и равнодействующую сдвигающую силу:

$$\sigma_{\gamma,a} = (19 \cdot 1 \cdot 4,2 - 0) \cdot 0,33 = 26,33 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{q,a} = 5,5 \cdot 0,33 = 1,82 \text{ кПа};$$

$$F_{sda,\gamma} = 26,33 \cdot 4,2 / 2 = 55,29 \text{ кПа};$$

$$F_{sda,q} = 1,82 \cdot 4,2 = 7,64 \text{ кПа};$$

$$F_{sda} = F_{sda,\gamma} + F_{sda,q} = 55,29 + 7,64 = 62,93 \text{ кПа}.$$

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены составляет:

$$\begin{aligned} h^* &= [F_{sda,\gamma} \cdot h / 3 + F_{sda,q} \cdot (h - y_a - y_b / 2)] / F_{sda} = \\ &= [55,29 \cdot 4,2 / 3 + 7,64 \cdot (4,2 - 0 - 4,2 / 2)] / 62,93 = 1,48 \text{ м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент от собственного веса стены и грунта на обрезах относительно центра тяжести подошвы  $\sum M_i = 24,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость принимаем равной  $N = 153,4 \cdot 1,1 = 168,74 \text{ кН}$ , тогда момент всех сил относительно центра тяжести определяем по формуле

$$M_0 = F_{sd} \cdot h^* + \sum M_i = 62,93 \cdot 1,48 + 24,4 = 117,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$c_0 = 0,5 \cdot b - e;$$

$$e = \frac{M_0}{N} = \frac{117,54}{168,74} = 0,7 \text{ м}.$$

Так как  $e = 0,7 > b / 6 = 2,4 / 6 = 0,4$ , то

$$p_{\max} = (2 \cdot 168,74) / (3 \cdot 0,5) = 224,99 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 307,668 \text{ кПа};$$

$$c_0 = 0,5b - e = 0,5 \cdot 2,4 - 0,7 = 0,5 \text{ м}.$$

Условие удовлетворяется.

## Список литературы

1 **ТКП 45–5.01–237–2011 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства. – Введ. 01.07.2011 (с отменой П17-02 к СНБ 5.01.01–99). – Минск: Минстройархитектуры, 2011. – 104 с.

2 **СТБ 943–2007**. Грунты. Классификация. – Введ. 18.07.2007 (с отменой СТБ 943–93). – Минск: Минстройархитектуры, 2007. – 20 с.

3 **ГОСТ 25100–2011**. Грунты. Классификация. – Введ. 12.07.2012 (с отменой ГОСТ 25100–95). – Москва: Стандартиформ, 2013. – 42 с.

4 **ГОСТ 20522–2012**. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – Введ. 01.07.2013 (с отменой ГОСТ 20522–96). – Москва: Стандартиформ, 2013. – 19 с.

5 **Бабаскин, Ю. Г.** Оценка состава и состояния грунтов при строительстве инженерных сооружений: методическое пособие к курсовой работе по дисциплинам «Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна», «Инженерная геология и механика грунтов» для студентов специальностей 1-70 03 01 «Автомобильные дороги», 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены» / Ю. Г. Бабаскин, Л. В. Козловская. – Минск: БНТУ, 2011. – 170 с.

6 **Ахмедьянова, Л. В.** Проектирование и расчет подпорных стен: электронное учебно-методическое пособие / Л. В. Ахмедьянова, Е. М. Третьякова – Тольятти: ТГУ, 2018. – 44 с. – 1 электрон. диск (CD-ROM).