

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
Кумертауский филиал
федерального государственного
бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Оренбургский Государственный Университет»
(Кумертауский филиал ОГУ)

Кафедра городского строительства и хозяйства

А.В. Хвастунов
И.И. Карпова

**Методические указания для проведения
практических занятий по дисциплине
«Подземные сооружения городов»**

для студентов, обучающихся по направлению подготовки 210800.62
Строительство по профилю Городское строительство и хозяйство

Кумертау 2011

УДК 624.15
ББК 38.78

- А.В. Хвастунов, И.И. Карпова**
Х30 Методические указания для проведения практических занятий по дисциплине «Подземные сооружения» / А.В. Хвастунов, И.И. Карпова; Кумертауский филиал ОГУ – Кумертау: Кумертауский филиал ОГУ, 2011. – 39 с.

Методические указания предназначены для проведения практических занятий по дисциплине «Подземные сооружения городов» для студентов направления подготовки 270800.62 Строительство по профилю Городское строительство и хозяйство, всех форм обучения.

Методические указания рассмотрены на заседании кафедры № протокола 4 «08» декабря 2011

Методические указания рекомендованы к изданию решением научно-методического совета Кумертауского филиала ОГУ, протокол № 2, от «01» декабря 2011г.

УДК 624.15
ББК 38.78

© Хвастунов А.В., Карпова И.И., 2011
© Кумертауский филиал ОГУ, 2011

Содержание

Введение.....	4
Практическое занятие №1.....	7
Практическое занятие 2,3.....	13
Практическое занятие 4,5.....	20
Практическое занятие 6,7.....	22
Практическое занятие 8,9.....	32
Организация самостоятельной работы.....	37
Список литературы.....	39

Введение

Методические указания предназначены для проведения практических занятий по дисциплине «Подземные сооружения городов» для студентов направления подготовки 210800.62 Строительство по профилю Городское строительство и хозяйство.

Цель дисциплины: формирование профессиональных знаний в области проектирования и строительства подземных сооружений городов.

Задачи дисциплины:

- познакомить с конструкциями подземных сооружений городов;
- познакомить с технологией строительства подземных сооружений;
- изучить параметры подземных сооружений, обеспечивающих их прочность и устойчивость;
- научить составлять расчетные схемы подземных сооружений;
- научить определять нагрузки на подземные сооружения.

В результате освоения дисциплины обучающийся должен:

- знать типы и конструкции подземных сооружений; основы расчета подземных сооружений по предельному состоянию; способы строительства подземных сооружений; методы защиты подземных сооружений от грунтовых вод.

- уметь составлять расчетные схемы подземных сооружений; определять нагрузки на подземные сооружения.

- владеть методикой определения нагрузок и расчета простейших подземных сооружений

- приобрести опыт деятельности в проектировании подземных сооружений городов.

Практические занятия – групповые занятия, которые проводятся под руководством преподавателя по разделам дисциплины. Темы занятия выдаются преподавателем заранее, так как требуется предварительная теоретическая подготовка по соответствующей теме с помощью учебной и дополнительной литературы. Тематический план практических занятий по дисциплине «Подземные сооружения городов» составлены в соответствии с рабочей программой.

Тематический план практических занятий (очная форма обучения)

№ занятия	№ раздела	Тема	Кол-во часов
1	2	3	4
6 семестр			
1	2	Расчет предельного состояния грунтового массива	2

1	2	3	4
2	3	Построение эпюры активного давления на подпорную стенку	2
3	3	Построение эпюры пассивного давления на подпорную стенку	2
4	4	Определение вертикального давления на подземное сооружение	2
5	4	Определение горизонтального давления на подземное сооружение	2
6	5	Расчет на прочность массивной подпорной стенки	2
7	5	Расчет на прочность гибкой подпорной стенки	2
8	5	Расчет обделки тоннеля	2
9	6	Проектирование сечения и профиля городского тоннеля	2
Итого			18

Тематический план практических занятий (заочная форма обучения)

№ занятия	№ раздела	Тема	Кол-во часов
10 семестр			
1	2, 3	Расчет предельного состояния грунтового массива. Построение эпюры активного давления на подпорную стенку. Построение эпюры пассивного давления на подпорную стенку	2
2	4, 5	Определение вертикального давления на подземное сооружение. Определение горизонтального давления на подземное сооружение	2
3	5, 6	Расчет на прочность массивной подпорной стенки. Расчет на прочность гибкой подпорной стенки. Расчет обделки тоннеля Проектирование сечения и профиля городского тоннеля	2
Итого			6

Тематический план практических занятий (заочная ускоренная форма обучения)

№ занятия	№ раздела	Тема	Кол-во часов
5 семестр			
1	2, 3	Расчет предельного состояния грунтового массива. Построение эпюры активного давления на подпорную стенку	2
2	3, 4, 5	Построение эпюры пассивного давления на подпорную стенку Определение вертикального давления на подземное сооружение.	2
3	5	Определение горизонтального давления на подземное сооружение. Расчет на прочность массивной подпорной стенки	2
4	5, 6	Расчет на прочность гибкой подпорной стенки. Расчет обделки тоннеля Проектирование сечения и профиля городского тоннеля	2
Итого			8

Практическое занятие № 1

Расчет предельного состояния грунтового массива

Определение предельных состояний грунтов может осуществляться графически, путем построения круга напряжений Мора.

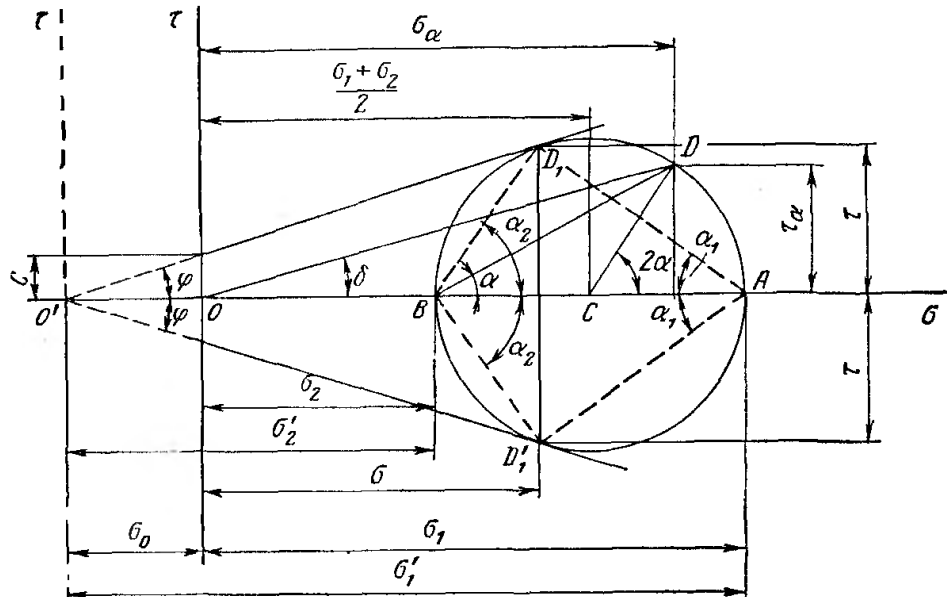


Рисунок 1 – Круг Мора

На оси σ прямоугольных координат σ и τ откладываются отрезки OA и OB , изображающие величины главных напряжений σ_1 и σ_2 . На отрезке AB , равном разности σ_1 и σ_2 , как на диаметре, строится окружность. Для нахождения нормального и касательного напряжений σ_α и τ_α , действующих по площадке, нормаль к которой составляет с большим главным напряжением σ_1 угол α , нужно построить при центре C центральный угол 2α (или α при точке B), откладывая его положительные значения против часовой стрелки. Точка D , лежащая на окружности, соответствует данной площадке, а ее координаты – нормальному и касательному напряжениям σ_α и τ_α .

Угол отклонения δ выражается на чертеже углом, образуемым секущей OD с осью σ . При наличии сцепления к главным напряжениям прибавляется давление связностью $\sigma_0 = \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}$, что равносильно переносу начала координат на точки O в точку O' . Напряжения по площадкам скольжения σ и τ соответствует координатам точек D_1 и D'_1 , являющихся точками касания прямых $O'D_1$ и $O'D'_1$, проведенных под углом φ к оси σ .

Углы $\alpha_1 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ и $\alpha_2 = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ определяют направления площадок скольжения по отношению к направлениям приведенных главных напряжений σ'_1 и σ'_2 . Возникновение двух симметричных площадок

скольжения выражается возможностью проведения из точки O' двух симметричных прямых под углом φ .

Приведенные напряжения по площадкам скольжения равны между собой, действительные напряжения по этим площадкам также равны между собой. При этом приведенные напряжения, действующие по площадкам скольжения, оказываются сопряженными, т.е. направления одного из них параллельно площадке, по которой действует другое, и наоборот.

По всем остальным площадкам, проходящим через данную точку грунта и изображаемым другими точками окружности, например, точки D , напряженное состояние будет неопределимым. Для нахождения направления двух плоскостей скольжения, проходящих через концы данной плоскости, испытывающей заданное давление, более удобны характеристические круги С.С. Голушкевича. Эти круги строятся на прямоугольном треугольнике ABC , один из острых углов которого равен углу внутреннего трения φ грунта.

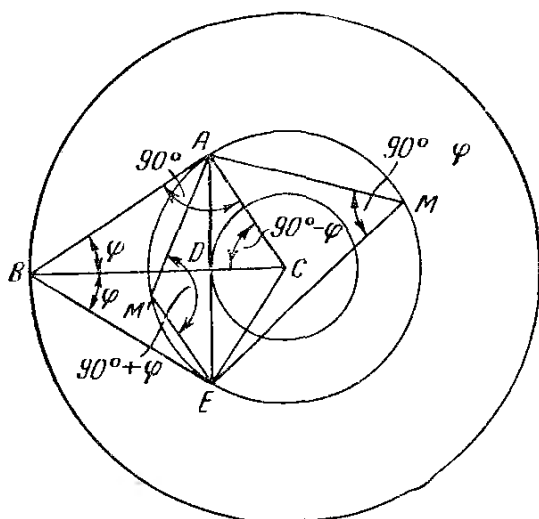


Рисунок 2 – Характеристические круги С.С. Голушкевича

Вершина C другого острого угла, равного $90^\circ - \varphi$, принимается в качестве центра трех concentric окружностей: круга полюсов, радиусом которого служит гипотенуза BC треугольника; круга площадок, радиусом которого является отрезок CD гипотенузы, отсекаемый на нее из вершины прямого угла. Продолжив линию AD до пересечения с окружностью круга вершин в точке E , получим его хорду AE , которая будет касательной к окружности круга площадок и разделит круг вершин на две неравные части. Взяв на большей из этих двух частей окружности точку

M и соединив ее с точками A и E , получим угол AME , равный половине угла ACE , т.е. $90^\circ - \varphi$. Для точки M' , лежащей на меньшей по длине окружности круга вершин, угол $AM'E$ будет равен $90^\circ + \varphi$. Поэтому прямые MA и ME (или соответственно прямые $M'A$ и $M'E$) дают направления одной пары плоскостей скольжения из бесчисленного множества таких плоскостей, проходящих через концы плоскости, совпадающей по направлению с хордой AE . Очевидно, что исходный треугольник ABC , определяющий соотношение между радиусами кругом, может быть построен в любом масштабе и ориентирован совершенно произвольно, а равный ему треугольник BCE , построенный лишь для доказательства теоремы, при решении конкретной задачи не нужен.

Пример. Требуется определить направление плоскостей скольжения, проходящих в грунте через концы плоскости KL , на которую действует

давление p , составляющее с этой плоскостью угол $\delta = 15^\circ$ (рисунок 3, а). Угол внутреннего трения грунта $\varphi = 20^\circ$.

Решение. Построив систему кругов С.С. Голушкевича, отвечающую заданному углу $\varphi = 20^\circ$ (рисунок 3, б), проводим хорду kl круга вершин, касательную в точке n к кругу площадок и параллельную плоскости KL . От точки C через точку n проводится прямая до пересечения в точке E с окружностью круга полюсов. Через точку E проводится прямая, параллельная направлению давления p , пересекающая круг вершин в точках M' и M . Прямые kM и lM определяют направление одной пары плоскостей скольжения, а прямые kM' и lM' – другой пары. Таким образом, задача имеет два решения.

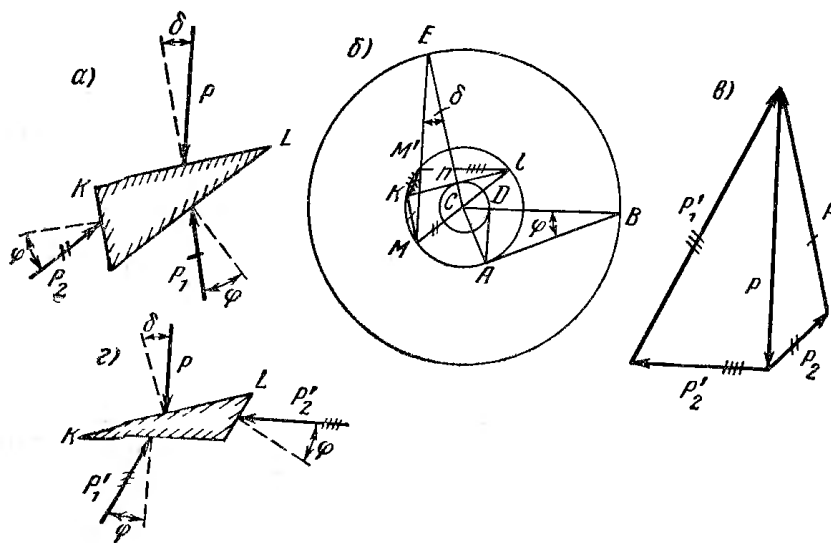


Рисунок 3

Сила $P = pKL$ должна быть разложена на составляющие, действующие на каждой из плоскостей скольжения. При этом сила, действующая по одной плоскости скольжения, оказывается параллельной другой плоскости. Такие силы называются сопряженными. Разложение силы P на две направления сделано в двух возможных вариантах на рисунке 3, в, а их действие на площадки в сыпучем теле показано на рисунке 3, а и г.

Давление грунта

Интенсивности горизонтального давления p_γ и p_q на глубине y (рисунок 4) вычисляют по формуле:

$$p_\gamma = [\gamma_f \gamma_I h \lambda - C_I \cdot (k_1 + k_2)] y / h,$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по ([12], табл. 3); γ_I – расчетное значение удельного веса грунта засыпки, принимаемое по

заданию; h – расстояние от поверхности засыпки до подошвы фундамента стенки; λ – коэффициент горизонтального давления грунта; C_I – расчетное значение удельного сцепления грунта засыпки на уровне h , принимаемое по заданию; k_1 – коэффициент, учитывающий сцепление грунта по плоскости скольжения призмы обрушения, наклоненной под углом θ_0 к вертикали; k_2 – то же, по плоскости, наклоненной под углом ε к вертикали

$$k_1 = \frac{2\lambda \cdot \cos \theta_0 \cos \varepsilon}{\sin(\theta_0 + \varepsilon)};$$

$$k_2 = \frac{\lambda \cdot \sin(\theta_0 - \varepsilon) \cos(\theta_0 + \rho)}{\sin \theta_0 \cos(\rho - \varepsilon) \sin(\theta_0 + \varepsilon)} + tg \varepsilon,$$

где ε – угол наклона расчетной плоскости к вертикали; ρ – угол наклона поверхности засыпки к горизонту; θ_0 – угол наклона плоскости скольжения к вертикали.

При отсутствии сцепления грунта по стене $k_2 = 0$. Коэффициент горизонтального давления грунта определяют по формуле:

$$\lambda = \left[\cos(\varphi - \varepsilon) / \cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \rho) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2,$$

где δ – угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для гладкой стены $\delta = 0$, шероховатой – $\delta = 0,5$, ступенчатой – $\delta = \square_I$); \square_I – расчетное значение угла внутреннего трения грунта засыпки.

Угол наклона плоскости скольжения к вертикали θ_0 определяется по формуле:

$$tg \theta_0 = \frac{\cos \rho - \eta \cos \varphi_i}{\sin \rho - \sin \varphi_i},$$

где

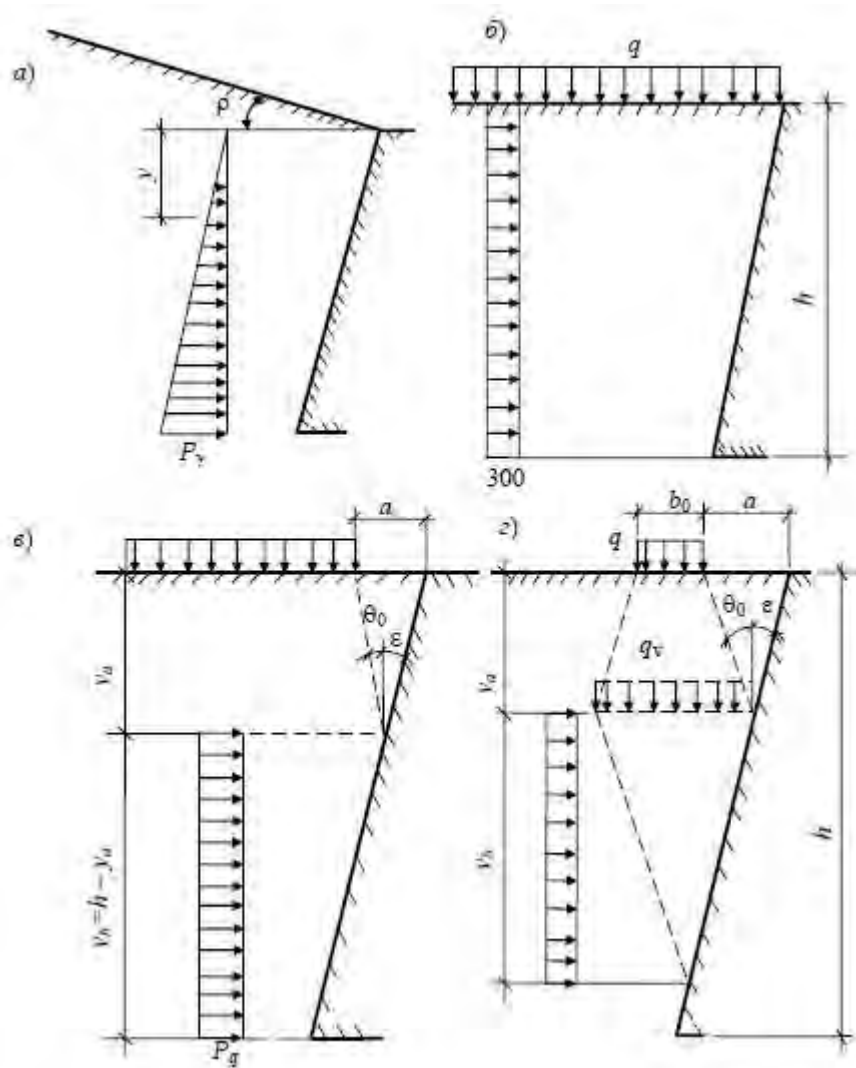
$$\eta = \frac{\cos(\varepsilon - \rho)}{\sqrt{\lambda} \cos \varepsilon}.$$

При горизонтальной поверхности засыпки ($\rho = 0$), вертикальной стене ($\varepsilon = 0$) и отсутствии трения и сцепления со стеной ($\delta = 0$, $k_2 = 0$) коэффициенты λ , k_1 и угол θ_0 определяют по формулам:

$$\lambda = tg^2 \theta_0;$$

$$k_1 = 2\sqrt{\lambda};$$

$$\theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}.$$



a – от собственного веса; $б$ – от сплошной равномерно распределенной нагрузки; $в$ – от фиксированной нагрузки; $з$ – от полосовой нагрузки

Рисунок 4 – Схема давления грунта на грань стены

При $\beta = 0$, $\delta \neq 0$ значение угла наклона θ_0 определяется из выражения:

$$\frac{P_{\text{г}}}{P_{\text{в}}}$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной на поверхности призмы обрушения нагрузки q следует определять по формулам:

– при сплошном и фиксированном расположении нагрузки

;

– при полосовом расположении нагрузки

$$p_q = \frac{\gamma_f q \lambda}{\left(1 + \frac{2tg\theta_0 y_a}{b_0}\right)},$$

где b_0 – ширина полосы (рис. 4, з).

Расстояние от поверхности грунта засыпки до начала эпюры интенсивности давления грунта от нагрузки (рис. 4, в, з) $y_a = \frac{a}{tg\theta_0 + tg\varepsilon}$.

Протяженность эпюры интенсивности давления грунта по высоте (рис. 4, в) $y_b = h - y_a$. При полосовой нагрузке протяженность эпюры давления по высоте (рис. 4, з)

$$y_b = \frac{b_0 + 2tg\theta_0 y_a}{tg\theta_0 + tg\varepsilon},$$

но принимается не более величины $y_b \leq h - y_a$.

Практическое занятие № 2,3

Построение эпюры активного и пассивного давления на подпорную стенку

Активное давление грунта

Пример 1. Требуется определить исходя из теории В.В. Соколовского активное давление грунта на пог.м. подпорной стены, показанной на рисунке 5. Высота стены $h = 4\text{ м}$, угол наклона стены к вертикали $\alpha = 20^\circ$, объемный вес грунта $\gamma = 1,8\text{ Т/м}^3$, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$, угол трения грунта о стену $\varphi_0 = 15^\circ$, поверхность грунта горизонтальная.

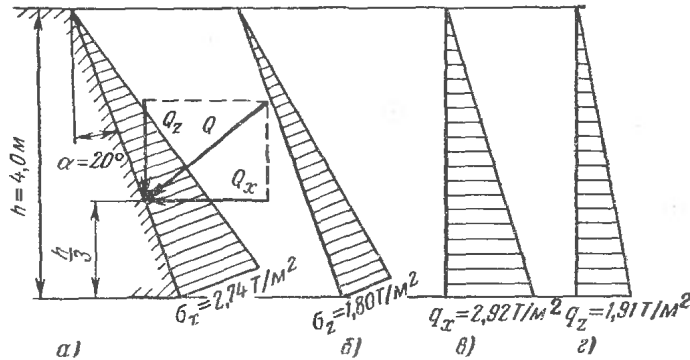


Рисунок 5

Решение. По графику, показанному на рисунке 6, для заданных значений $\varphi = 30^\circ$, $\varphi_0 = \frac{\varphi}{2}$ и $\alpha = 20^\circ$ находим $\xi_x = 0,38$ и $\xi_z = 0,25$.

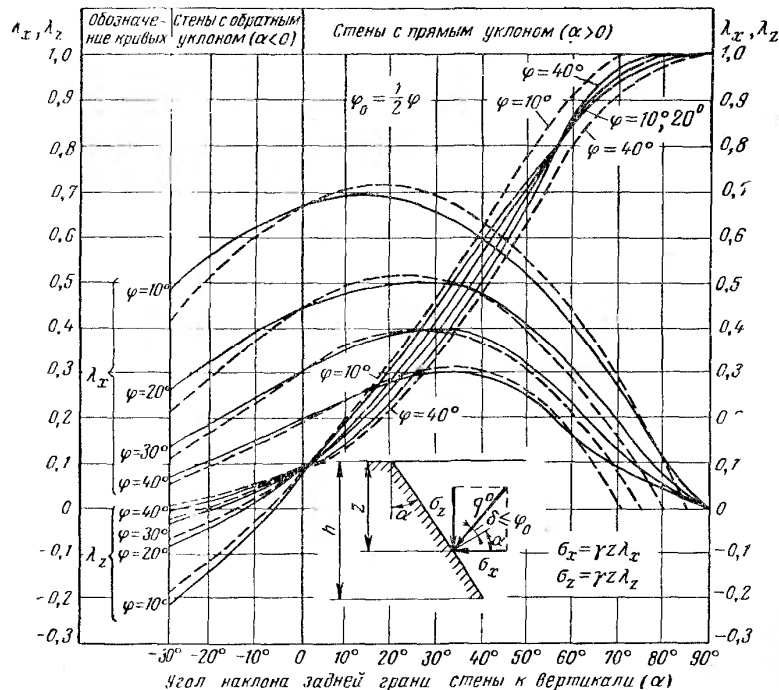


Рисунок 6

Горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности активного давления на глубине $h = 4\text{ м}$ определяются по формулам:

$$\sigma_x = \gamma h \xi_x = 1,8 \cdot 4 \cdot 0,38 = 2,74 \text{ Т/м}^2;$$

$$\sigma_z = \gamma h \xi_z = 1,8 \cdot 4 \cdot 0,25 = 1,80 \text{ Т/м}^2.$$

Чтобы отнести интенсивности давлений к вертикальной проекции стены, нужно разделить эти результаты на $\cos \alpha = \cos 20^\circ = 0,94$. Тогда получим:

$$q_x = \frac{\sigma_x}{\cos \alpha} = \frac{2,74}{0,94} = 2,92 \text{ Т/м}^2;$$

$$q_z = \frac{\sigma_z}{\cos \alpha} = \frac{1,80}{0,94} = 1,91 \text{ Т/м}^2.$$

Полная интенсивность давления у низа стены будет равна

$$q = \sqrt{q_x^2 + q_z^2} = \sqrt{2,92^2 + 1,91^2} = 3,49 \text{ Т/м}^2.$$

Эпюры интенсивностей давлений показаны на рисунке 5, а-г. равнодействующую активного давления грунта определяем по площадям эпюр интенсивностей давлений.

Горизонтальная составляющая равнодействующей давления

$$Q_x = \frac{q_x h}{2} = \frac{2,92 \cdot 4}{2} = 5,84 \text{ Т/м},$$

вертикальная составляющая

$$Q_z = \frac{q_z h}{2} = \frac{1,91 \cdot 4}{2} = 3,82 \text{ Т/м},$$

равнодействующая активного давления

$$Q = \frac{q \cdot h}{2} = \frac{3,49 \cdot 4}{2} = 6,98 \text{ Т/м}.$$

Пример 2. Требуется определить графически силу давления грунта на подпорную стену высотой $h = 6\text{ м}$, если угол наклона стены к вертикали $\alpha = 10^\circ$, поверхность грунта горизонтальна, объемный вес грунта $\gamma = 1,8 \text{ Т/м}^3$, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$, угол трения грунта о стену $\varphi_0 = 15^\circ$.

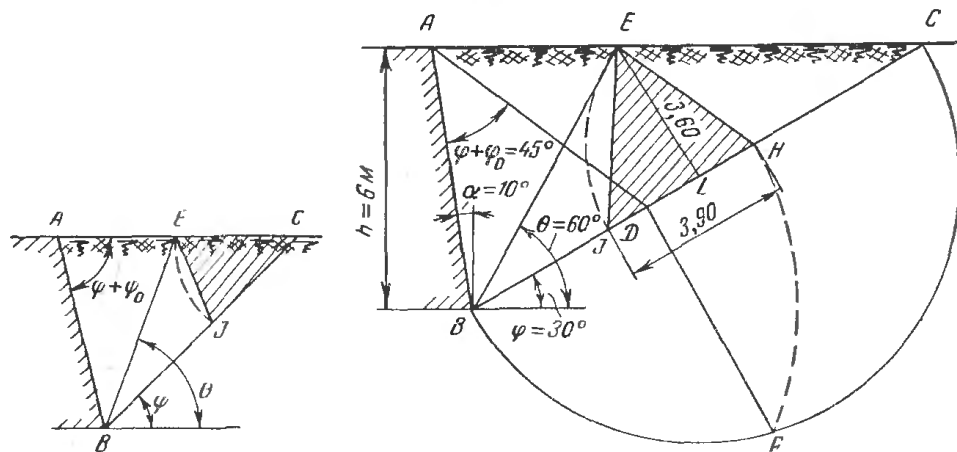


Рисунок 7

Решение. Производя построение Понселе рисунок 7, найдем исходя из принятого масштаба длин размеры треугольника EHI , показанные на чертеже.

Сила давления грунта на подпорную стену по формуле

$$Q = \gamma(\text{пл. } EHI) = 1,8 \cdot \frac{3,9 \cdot 3,6}{2} = 12,6 \text{ Т/м.}$$

Результат получается в тоннах на 1 пог.м стены по ее длине. Плоскость скольжения BE составляет с горизонтом угол $\theta = 60^\circ$.

Пример 3. Требуется определить аналитически силу давления грунта на подпорную стену, рассмотренную в предыдущем примере.

Решение. Коэффициент активного давления грунта, исходя из теории Кулона, определяется как

$$\lambda = \frac{\cos^2(30^\circ - 10^\circ)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 15^\circ) \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos(10^\circ + 15^\circ) \cos(10^\circ - 0^\circ)}}\right]^2 \cos^2 10^\circ \cos(10^\circ + 15^\circ)} = \frac{0,94^2}{\left[1 + \sqrt{\frac{0,707 \cdot 0,5}{0,906 \cdot 0,985}}\right]^2 \cdot 0,985^2 \cdot 0,906} = 0,378.$$

Сила активного давления грунта на подпорную стену по формуле:

$$Q = \frac{\gamma h^2}{2} \lambda = \frac{1,8 \cdot 6^2}{2} \cdot 0,378 = 12,3 \text{ Т/м.}$$

От этой величины результат графического решения, полученный в примере 2, отличается на 2,5%. Если исходить из теории В.В. Соколовского, то коэффициент активного давления может найти, пользуясь графиком на рисунке 6. По этому графику находим $\xi_x = 0,35$ и $\xi_z = 0,15$. Тогда

$$\lambda = \frac{\xi}{\cos \alpha} = \frac{1}{\cos \alpha} \sqrt{\xi_x^2 + \xi_z^2} = \frac{1}{0,985} \sqrt{0,35^2 + 0,15^2} = 0,385.$$

Пример 4. Для подпорной стены, рассмотренной в примерах 3 и 2, требуется построить эпюры давлений.

Решение. Если исходить из аналитического решения, полученного в примере 3, то нижняя ордината условной эпюры давлений будет равна

$$q = \gamma h \lambda = 1,8 \cdot 6 \cdot 0,378 = 4,07 \text{ Т/м}^2.$$

для получения соответствующей ординаты действительной эпюры давлений этот результат нужно умножить на $\cos \alpha = \cos 10^\circ = 0,985$. Тогда

$$q^\circ = q \cos \alpha = 4,07 \cdot 0,985 = 4,0 \text{ Т/м}^2.$$

Если задача решается графически, то после определения силы давления грунта $Q = 12,6 \text{ Т/м}$ нижняя ордината условной эпюры давлений определяется по формуле:

$$q = \frac{2Q}{h} = \frac{2 \cdot 12,6}{6} = 4,2 \text{ Т/м}^2.$$

Пример 5. Требуется определить давление на подпорную стену от грунта, поверхность которого ограничена полуоткосом 1:1,5 высотой $h_{\text{отк}}=2\text{м}$. высота стены $h = 6\text{м}$, характеристики грунта $\gamma = 1,7 \text{ Т/м}^3$, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 35^\circ$, угол трения грунта о стену $\varphi_0 = 10^\circ$.

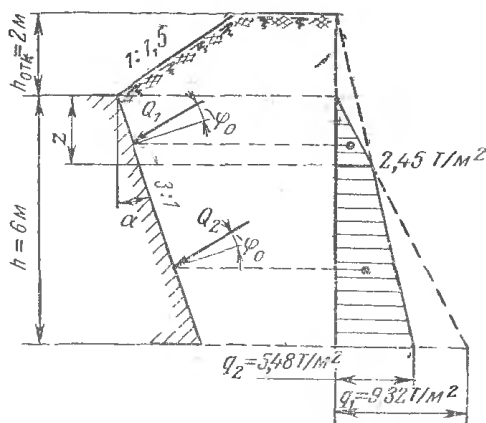


Рисунок 8

Решение. Эпюра давлений, показанная на рисунке 8, построена для случая, когда поверхность грунта ограничена полуоткосом при отсутствии бермы. Угол наклона полуоткоса к горизонту

$$\beta = \arctg \frac{1,0}{1,5} = \arctg 0,667 = 33^\circ 40'.$$

Угол наклона стены к вертикали $\alpha = \arctg 0,333 = 18^\circ 30'$.

Коэффициент активного давления грунта на стену при наличии откоса по формуле

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \varphi_0) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2 \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \varphi_0)} \\ &= \frac{\cos^2(35^\circ - 18^\circ 30')}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 10^\circ) \sin(35^\circ - 33^\circ 40')}{\cos(18^\circ 30' + 10^\circ) \cos(18^\circ 30' - 33^\circ 40')}} \right]^2 \cos^2 18^\circ 30' \cos 28^\circ 30'} \\ &= \frac{0,920}{(1 + 0,139)^2 \cdot 0,898 \cdot 0,879} = 0,915. \end{aligned}$$

Коэффициент активного давления грунта на стену при горизонтальной его поверхности $\beta = 0$ по той же формуле

$$\lambda_2 = \frac{\cos^2(35^\circ - 18^\circ 30')}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 10^\circ) \sin 35^\circ}{\cos(18^\circ 30' + 10^\circ) \cos 18^\circ 30'}}\right]^2 \cos^2 18^\circ 30' \cos 28^\circ 30'}$$

$$= \frac{0,920}{(1 + 0,70)^2 \cdot 0,898 \cdot 0,879} = 0,403.$$

Нижние ординаты эпюры давлений:

$$q_1 = \lambda_1 \gamma h = 0,915 \cdot 1,7 \cdot 6 = 9,32 \text{ T/m}^2;$$

$$q_2 = \lambda_2 \gamma (h_{\text{отк}} + h) = 0,403 \cdot 1,7 \cdot 8 = 5,48 \text{ T/m}^2.$$

Глубина z , на которой обе эпюры пересекаются между собой, определим из уравнений

$$\lambda_1 \gamma z = \lambda_2 \gamma (h_{\text{отк}} + z)$$

или после сокращения на γ и подстановки λ_1 , λ_2 и $h_{\text{отк}} = 2\text{м}$ получим $0,915z = 0,403(2 + z)$, отсюда $z = 1,575\text{м}$. ордината эпюры давлений на этой глубине

$$q_z = \lambda_1 \gamma z = 0,915 \cdot 1,7 \cdot 1,575 = 2,45 \text{ T/m}^2.$$

Равнодействующая давления грунта на подпорную стену

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{2,45 \cdot 1,575}{2} + \frac{(2,45 + 5,48) \cdot 4,425}{2} =$$

$$= 1,925 + 17,5 = 19,425 \text{ T/m}.$$

Пассивное давление грунта

Пример 6. Требуется определить пассивное сопротивление грунта при давлении на него передней грани фундамента стены высотой $h_\phi = 2,0\text{м}$. Поверхность земли горизонтальная, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 35^\circ$, угол трения грунта о стену $\varphi_0 = 15^\circ$. Сцепление не учитывается. Объемный вес грунта $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$.

Решение. Находим коэффициенты нормальной и касательной составляющих пассивного сопротивления грунта $\bar{\sigma} = 4,46$ и $\bar{\tau} = 1,20$ [1, таблица 9] и вычисляем коэффициент пассивного сопротивления грунта

$$\lambda_n = \xi_n = \sqrt{\bar{\sigma}^2 + \bar{\tau}^2} = \sqrt{4,46^2 + 1,20^2} = 4,63.$$

Нижняя ордината эпюры пассивного давления

$$q_n = \gamma h_\Phi \lambda_n = 1,8 \cdot 2 \cdot 4,63 = 16,7 \text{ Т/м}^2.$$

Сила пассивного сопротивления грунта

$$Q_n = \frac{q_n h_\Phi}{2} = \frac{16,7 \cdot 2,0}{2,0} = 16,7 \text{ Т/м}.$$

Эта сила отклоняется от нормали к стене на угол $\varphi_0 = 15^\circ$.

Пример 7. Построить эпюру давлений на подпорную стену, которая стоит на скальном основании и может быть принята абсолютно неподвижной. При этом $h = 6\text{ м}$, засыпка песчанная $\gamma = 1,9 \text{ Т/м}^3$.

Решение. Для песчаного грунта засыпки коэффициент бокового давления состояния покоя [таблица 10, 1] равен $\xi_0 = 0,43$. Нижняя ордината эпюры давлений на неподвижную стену

$$q = \sigma_x = 1,9 \cdot 6 \cdot 0,43 = 4,90 \text{ Т/м}^2,$$

т.е. на 58% больше, чем соответствующая ордината эпюры активного давления при некотором смещении подпорной стены.

Для построения эпюры давлений от линейной нагрузки $P = 4,5 \text{ Т/м}$ разобьет стену по высоте на 6 частей и для каждой точки деления найдем соответствующую ординату

$$q_p = \sigma_{xp} = \frac{2P}{z} \sigma_x = \frac{2 \cdot 4,5}{z} \sigma_x = 9,0 \frac{\sigma_x}{z}.$$

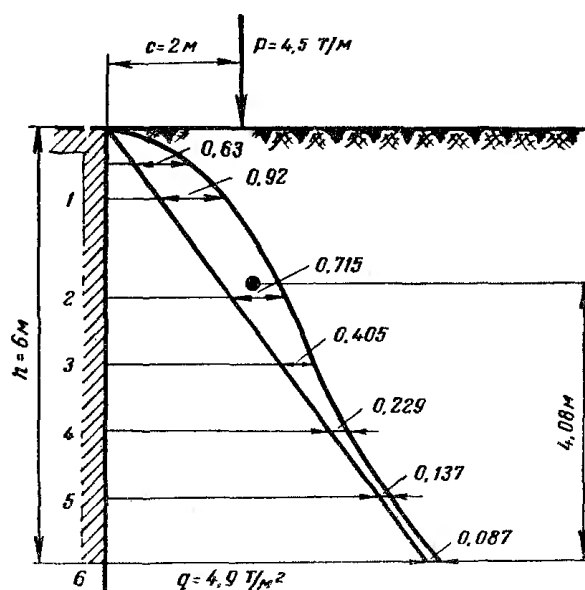


Рисунок 10

Вычисления сведены в таблицу. Эпюра давлений на подпорную стену показана на рисунке 10.

$z, \text{ м}$	$\frac{x}{z}$	$\bar{\sigma}_x$	$\sigma_x, \text{ Т/м}^2$
0	∞	0	0
0,5	4	0,035	0,630
1	2	0,102	0,920
2	1	0,159	0,715
3	0,667	0,135	0,405
4	0,500	0,102	0,229
5	0,400	0,076	0,137
6	0,333	0,058	0,087

Равнодействующая дополнительного давления на подпорную стену от силы P подсчитывается как площадь эпюры, которая заменяется отдельными трапециями

$$Q_p = \frac{2}{2} (0,63 \cdot 0,5 + 0,92 \cdot 0,75 + 0,715 \cdot 1 + 0,405 \cdot 1 + \\ + 0,229 \cdot 1 + 0,137 \cdot 1 + 0,087 \cdot 0,5) = 2,534 \text{ Т/м.}$$

Эта величина превышает соответствующую силу активного давления грунта, найденную приближенным способом, всего на 8%. Однако центр тяжести дополнительной эпюры, расположенной на высоте 4,08 м от низа стены, находится также на 8% выше, чем в предыдущем случае.

Практическое занятие № 4,5

Определение вертикального и горизонтального давлений на подземное сооружение

Пример 8. Определить давление засыпки на подпорную стену, рассмотренную в примере 3, если на поверхности засыпки действует вертикальная равномерно распределенная нагрузка $p = 1,2 \text{ Т/м}^2$.

Решение. Воспользовавшись результатами, полученными в примере 3, найдем равнодействующую давления сыпучего тела с расположенной на его поверхности нагрузкой по формуле

$$Q^* = \lambda \frac{\gamma h^2}{2} \left[1 + \frac{2p}{\gamma h} \right] = 0,378 \frac{1,8 \cdot 6^2}{2} \left(1 + \frac{2 \cdot 1,2}{1,8 \cdot 6} \right) = 12,2(1 + 0,22) = 14,9 \text{ Т/м.}$$

Интенсивность давления на уровне верха стены при $z=0$

$$q_0 = \lambda p = 0,378 \cdot 1,2 = 0,454 \text{ Т/м}^2.$$

Интенсивность давления на уровне подошвы стены при $z=h=6\text{м}$

$$q = \lambda(\gamma h + p) = 0,378(1,8 \cdot 6 + 1,2) = 4,54 \text{ Т/м}^2.$$

Центр тяжести трапециевидальной эпюры давлений (центр давления) находится на высоте от подошвы стены

$$z_c = \frac{h(q + 2q_0)}{3(q + q_0)} = \frac{6(4,54 + 2 \cdot 0,454)}{3(4,54 + 0,454)} = 2,19 \text{ м.}$$

Пример 9. Требуется построить эпюру нормальных давлений на подпорную стену, показанную на рисунке 9, если на горизонтальной поверхности песчаной засыпки на расстоянии $c=2\text{м}$ от подпорной стены действует линейная нагрузка интенсивностью $P=4,5 \text{ Т/м}$.

Объемный вес грунта $\gamma = 1,9 \text{ Т/м}^3$, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 35^\circ$, угол трения грунта о стену $\varphi_0 = 0$. Высота подпорной стены $h=6\text{м}$.

Решение. Из таблицы для значений

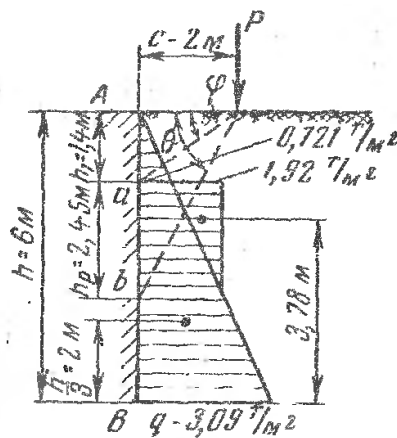


Рисунок 9

$\varphi = 35^\circ, \varphi_0 = 0, \alpha = 0, \beta = 0$ находим коэффициент активного давления грунта $\lambda = 0,271$.

Нижняя ордината эпюры давлений грунта, показанной на рисунке 9, равна $q = \gamma h \lambda = 1,9 \cdot 6 \cdot 0,271 = 3,09 \text{ Т/м}^2$.

Сила давления грунта

$$Q = \frac{qh}{2} = \frac{3,09 \cdot 6}{2} = 9,27 \text{ Т/м.}$$

Для построения эпюры давлений от нагрузки P , находим:

$$h_1 = c \operatorname{tg} \varphi = 2 \operatorname{tg} 35^\circ = 2 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ м};$$

$$h_p = \frac{c}{\cos 35^\circ} = \frac{2}{0,819} = 2,45 \text{ м};$$

$$Q_p = P \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 4,5 \cdot 0,521 = 2,34 \text{ Т/м};$$

$$q_p = \frac{2 Q_p}{h_p} = \frac{2 \cdot 2,34}{2,45} = 1,92 \text{ Т/м}^2.$$

Ордината эпюры давления от веса засыпки на этом уровне

$$q_1 = \gamma h_1 \lambda = 1,9 \cdot 1,40 \cdot 0,271 = 0,721 \text{ Т/м}^2.$$

Равнодействующая давлений на подпорную стену

$$Q^* = Q + Q_p = 9,27 + 2,34 = 11,61 \text{ Т/м.}$$

Практическое занятие № 6, 7

Расчет на прочность гибких и массивных подпорных стен

Массивные подпорные стены

Пример 10. Массивная подпорная стена III класса ответственности из готовых бетонных блоков с высотой подпора грунта 3 м. Глубина заложения подошвы фундамента 1,2 м. Геометрические размеры стены приведены на рисунке 10

На призме обрушения расположена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q = 10$ кПа. Грунт засыпки – пески мелкие, грунт основания – суглинки мягкопластичные. Расчетные характеристики грунта основания:

$$\begin{aligned} \gamma_I &= 18,9 \text{ кН/м}^3; & \gamma_{II} &= 18 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= 22^\circ; & \varphi_{II} &= 25^\circ; \\ c_I &= 8 \text{ кПа}; & c_{II} &= 12 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Расчетные характеристики грунта засыпки:

$$\begin{aligned} \gamma'_I &= 15,5 \text{ кН/м}^3; & \gamma'_{II} &= 17 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi'_I &= 26^\circ; & \varphi'_{II} &= 29^\circ; \\ c'_I &= 0; & c'_{II} &= 0. \end{aligned}$$

Требуется проверить принятые размеры подошвы подпорной стены и определить усилия в сечении I–I (рисунок 10). Расчет ведем на 1 м длины стены. Определяем интенсивность давления грунта на конструкцию стены. Сползание призмы обрушения со стороны стены условно принимаем под углом ε к вертикали при угле трения по контакту сползания $\delta = \varphi'_I$, $\text{tg}\varepsilon = 1,6/4,2 = 0,381$; $\varepsilon = 21^\circ$. Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине $y = h = 4,2$ м определяем по формуле:

$$p_\gamma = [18 \cdot 1,15 \cdot 4,2 \cdot 0,38 - 0] \cdot 4,2 / 4,2 = 33,04 \text{ кПа}.$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки определяем по формуле:

$$p_q = 10 \cdot 1,2 \cdot 0,38 = 4,56 \text{ кПа}.$$

Коэффициент горизонтального давления грунта при $\delta = \varphi_I = 26^\circ$, $\lambda = 0,38$.

Расчет устойчивости положения стены против сдвига.
Сдвигающую силу F_{sa} определяем по формуле (при $y_b = h$)

$$F_{sa\gamma} = 33,04 \cdot 4,2/2 = 69,38 \text{ кН};$$

$$F_{saq} = 4,56 \cdot 4,2 = 19,16 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 69,38 + 19,16 = 88,54 \text{ кН}.$$

Расчет устойчивости производим для трех значений угла β .

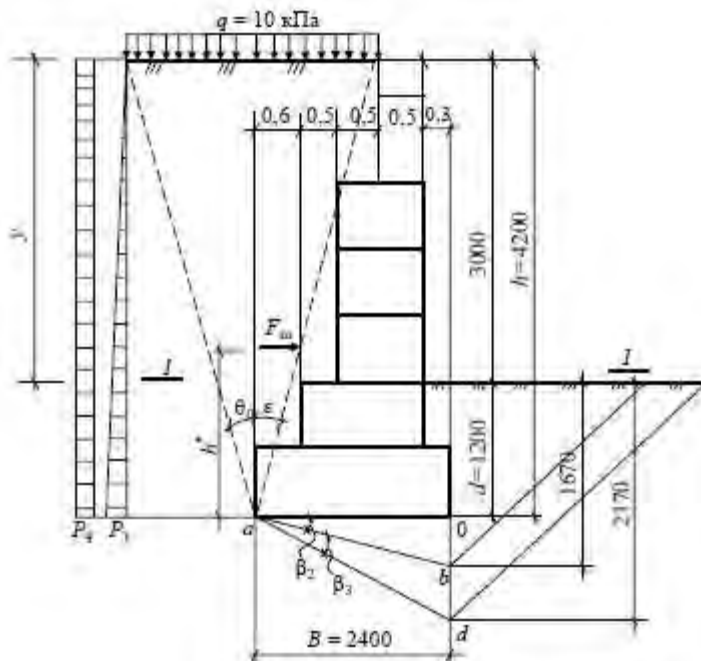


Рисунок 10 – К расчету массивной подпорной стены

1 случай ($\beta_1 = 0$).

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость определяем по формуле (1.21):

$$F_v = 88,54 \cdot (21^\circ + 26^\circ) + 167,2 + 0 = 262 \text{ кН}.$$

Вес стены ($G_{cm} = 167,2 \text{ кН}$) взят с учетом веса грунта на уступах фундамента. Пассивное сопротивление грунта E_r определяем по формуле (при $h_r = d = 1,2 \text{ м}$).

Для $\lambda = 1$; $c_1 = 5 \text{ кПа}$; $\gamma_1 = 16,4 \text{ кН/м}^3$;

$$E_r = 18,9 \cdot 1,22 \cdot 1/2 + 8 \cdot 1,2 \cdot (1-1) \text{ tg } 22^\circ = 14,72 \text{ кН}.$$

Удерживающую силу F_{sr} определяем по формуле (при $c_1 = 8 \text{ кПа}$):

$$F_{sr} = 262 \text{ tg } (22 - 0) + 2,4 \cdot 8 + 14,72 = 140,6 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость стены из условия (1.16):

$$F_{sa} = 88,54 \text{ кН} < 0,9 \cdot 140,6 / 1,1 = 115 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворено.

2 случай ($\beta_2 = \alpha_1 / 2 = 11^\circ$).

Равнодействующая вертикальных сил

$$F_v = 88,54 \operatorname{tg}(21+26) + 167,1 + 18,9 \operatorname{tg} 11^\circ \cdot 2,42 / 2 = 273 \text{ кН.}$$

Пассивное сопротивление грунта E_r определяем при: $\lambda = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \alpha / 2)$

$$\lambda_r = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \alpha / 2) = 2,19;$$

$$h_r = 1,2 + 2,4 \operatorname{tg} 11^\circ = 1,67 \text{ м;}$$

$$E_r = 18,9 \cdot 1,67^2 \cdot 2,19 / 2 + 8 \cdot 1,67 \cdot (2,19 - 1) \operatorname{tg} 22^\circ = 97,07 \text{ кН;}$$

$$F_{sr} = 273 \operatorname{tg}(22^\circ - 11^\circ) + 2,4 \cdot 8 + 97,07 = 226,6 \text{ кН.}$$

Проверяем условие $F_{sa} = 88,54 \text{ кН} < 0,9 \cdot 226,6 / 1,1 = 185 \text{ кН.}$

Условие удовлетворено.

3 случай ($\beta_3 = \alpha_1 = 22^\circ$).

$$F_v = 88,54 \operatorname{tg}(21+26) + 167,2 + 18,9 \operatorname{tg} 22^\circ \cdot 2,4^2 / 2 = 284,1 \text{ кН;}$$

$$h_r = 1,2 + 2,4 \operatorname{tg} 22^\circ = 2,17 \text{ м;}$$

$$E_r = 18,9 \cdot 2,17^2 \cdot 2,19 / 2 + 8 \cdot 1,67 \cdot (2,19 - 1) / \operatorname{tg} 22^\circ = 97,07 \text{ кН;}$$

$$F_{sr} = 284,1 \operatorname{tg}(22^\circ - 22^\circ) + 2,4 \cdot 8 + 148,58 = 167,78 \text{ кН;}$$

$$F_{sa} = 88,54 \text{ кН} < 0,9 \cdot 167,78 / 1,1 = 137,27 \text{ кН.}$$

Условие во всех трех случаях удовлетворено, устойчивость стены против сдвига обеспечена.

Расчет прочности грунтового основания

Так как $\operatorname{tg} \delta_1 = F_{sa} / F_v = 88,54 / 262 = 0,344 > \sin \alpha_1 = 0,344$, то расчет прочности основания не производится.

Расчет основания по деформациям

Расчетное сопротивление грунта основания R определяем по формуле:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 2,4 \cdot 18 + 4,11 \cdot 1,2 \cdot 17 + 6,67 \cdot 12) = 256,85 \text{ кПа,}$$

где $\gamma_{c1} = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,1$; $k = 1,1$; $M_\gamma = 0,78$; $M_q = 4,11$; $M_c = 6,67$; $d = 1,2 \text{ м.}$

Интенсивность давления при $\lambda = 0,37$ и $\delta = \alpha'_H = 29^\circ$ равна:

$$p_{\gamma} = (17 - 10 - 4,2 - 0) \cdot 0,33 \cdot 4,2 / 4,2 = 23,56 \text{ кПа};$$

$$p_q = 10 - 1 \cdot 0,33 = 3,3 \text{ кПа};$$

$$F_{\text{сд}\gamma} = 23,56 \cdot 4,2 / 2 = 49,48 \text{ кН};$$

$$F_{\text{сд}q} = 3,3 \cdot 4,2 = 13,86 \text{ кН};$$

$$F_{\text{сд}} = 49,48 + 13,86 = 63,34 \text{ кН}.$$

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяем по формуле:

$$h^* = [49,48 \cdot 4,2 / 3 + 13,86 \cdot (4,2 - 0 - 4,2 / 2)] / 63,34 = 1,55 \text{ м}.$$

Изгибающий момент от собственного веса стены и грунта на обрезах относительно центра тяжести подошвы $\Sigma M_i = 24,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

По формуле

$$M_0 = 63,34 \cdot [1,55 - \text{tg}(21^\circ - 29^\circ) (2,4 / 2 - 1,55 \text{tg} 21^\circ)] + 24,3 = 75,07 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_v = 63,34 \text{ tg} (21^\circ + 29^\circ) + 85,3 + 0 = 160,8 \text{ кН},$$

где $e = 75,07 / 160,8 = 0,47 \text{ м} > b / 6 = 2,4 / 6 = 0,4 \text{ м}$;

$$p_{\text{max}} = 2F_v / 3c_0 = 2 \cdot 160,8 / 3 \cdot 0,77 =$$

$$= 133,22 \text{ кПа} \leq 1,2 R = 1,2 \cdot 256,85 = 308 \text{ кПа};$$

$$c_0 = 0,5 \cdot b - e = 0,5 \cdot 2,4 - 0,47 = 0,77 \text{ м}.$$

Определение усилий в подпорной стене. Определяем усилия в сечении стены I-I (при $y = 3 \text{ м}$) по формулам

$$N_i = \Sigma F_{vi} = (0,5 \cdot 1,2 + 1 \cdot 1,8) \cdot 20 \cdot 1,1 + 1,2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,15 + 10 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 71,22 \text{ кН};$$

$$Q_i = \Sigma F_{\text{сд}i} = 2,28 \cdot 3 + 33,04 \cdot 3^2 / 4,2 \cdot 2 = 42,24 \text{ кН};$$

$$M_i = \Sigma F_{vi} x_i + \Sigma F_{\text{сд}i} y_i = 0,77 + 45,66 = 46,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Sigma F_{vi} x_i = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 1,1 - 0,25 - 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,15 - 0,5 / 3 - 10 \cdot 0,5 \times$$

$$\times 1,2 \cdot 0,25 = 0,77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Sigma F_{\text{сд}i} y_i = 2,28 \cdot 3 \cdot 3 / 3 + 33,04 \cdot 3^2 \cdot 1 / 4,2 \cdot 2 = 45,66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчет подпорной стены по прочности

Материал стены – бетон В20 с $R_B = 11,5 \text{ МПа}$; $R_{Bt} = 0,9 \text{ МПа}$; $E_B = 27500 \text{ МПа}$.

При $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46,73}{71,22} = 0,65 \text{ м} > \frac{h}{2} = 0,5 \text{ м}$ расчет по прочности производится из условия

$$N \leq \frac{R_{Bt} b h}{\frac{6e_0 \eta}{h} - 1} = \frac{0,9 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0,1}{\frac{6 \cdot 65 \cdot 1}{100} - 1} = 279 \text{ кН} > N = 71,22 \text{ кН}.$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба в сечении 3–3 $\eta = 1$.
Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_{Bmin} = 0,5 R_{Bt} b h = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0,1 = 405 \text{ кН} > Q = 42,24 \text{ кН}.$$

Условия прочности выполняются.

Гибкие подпорные стены

Пример 11. Требуется подобрать и проверить размеры подпорной стены консольного типа, показанной на рисунке 11, исходя из следующих данных: высота насыпи $h_c = 8 \text{ м}$, глубина заложения фундамента $h_\phi = 1,8 \text{ м}$, объемный вес засыпки (песок средней крупности) $\gamma = 1,8 \text{ Т/м}^3$, угол внутреннего трения грунта $\varphi = 35^\circ$, угол трения засыпки о заднюю грань стены $\varphi_0 = 17^\circ 30'$, интенсивность постоянной нагрузки на поверхности засыпки $p = 2 \text{ Т/м}^2$, расчетное сопротивление супесчанного грунта в основании у края подошвы подпорной стены $R = 3,0 \text{ кг/см}^2$, коэффициент трения бетона по грунту $f = 0,4$, $k = 5 \text{ кг/см}^3$.

Решение. Определение нормального активного давления засыпки производится на условную вертикальную плоскость в предположении, что эта плоскость является плоскостью симметрии по отношению к плоскостям скольжения и что касательные усилия на этой плоскости отсутствуют. поэтому коэффициент активного давления λ_x берется по таблице 6[1] для $\alpha = 0$, $\varphi = 35^\circ$, $\beta = 0$, $\varphi_0 = 0$, $\lambda_x = 0,271$. Интенсивность нормального давления засыпки на уровне подошвы фундаментной плиты

$$q^a = \gamma (h_c + h_\phi) \lambda_x = 1,8 (8 + 1,8) 0,271 = 4,78 \text{ Т/м}^2.$$

Интенсивность давления, передающегося через засыпку от нагрузки p , приложенной на поверхности засыпки,

$$q_p^H = \rho \lambda_x = 2 \cdot 0,271 = 0,542 \text{ T/m}^2.$$

Соответствующие нормальные силы давления составляют:

$$Q^H = \frac{q^H(h_c + h_\Phi)}{2} = \frac{4,78 \cdot 9,8}{2} = 23,4 \text{ T/m};$$

$$Q_p^H = q_p^H(h_c + h_\Phi) = 0,542 \cdot 9,8 = 5,31 \text{ T/m}.$$

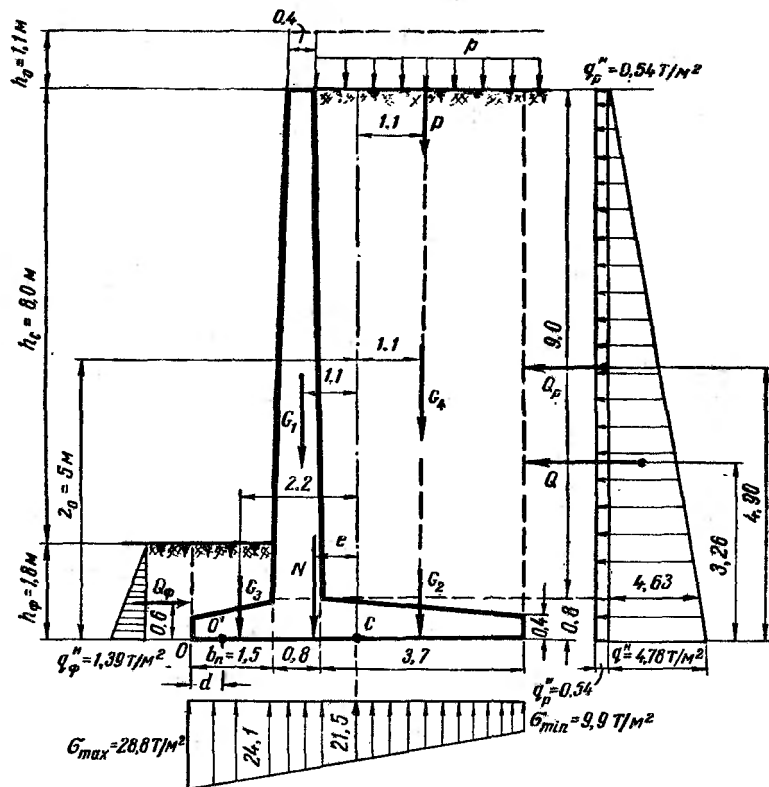


Рисунок 11

Горизонтальное давление и сила давления на стену со стороны передней грани (если стену считать неподвижной):

$$q_\Phi^H = \lambda_0 \gamma h_\Phi = 0,43 \cdot 1,8 \cdot 1,8 = 1,39 \text{ T/m}^2;$$

$$Q_\Phi^H = \frac{q_\Phi^H h_\Phi}{2} = \frac{1,39 \cdot 1,8}{2} = 1,25 \text{ T/m}.$$

Равнодействующая горизонтальных активных сил, приложенных к подпорной стене,

$$T^H = Q_x^H = Q^H + Q_p^H = 23,4 + 5,33 = 28,73 \text{ T/m}.$$

Плечо этой силы относительно подошвы

$$z = \frac{23,4 \cdot 3,26 + 5,31 \cdot 4,9}{28,73} = \frac{102,2}{28,73} = 3,56 \text{ м.}$$

Предварительный подбор профиля подпорной стены.

Основываясь на методике предельных состояний и принимая коэффициенты перегрузки для собственного веса сены $n_G = 1,1$ и $n'_G = 0,9$, а для давления грунта $n_Q = 1,2$ и $n'_Q = 0,9$, найдем требуемую ширину b фундаментной плиты из условий. При этом будем пользоваться значениями параметров ω и ψ , соответствующими данному профилю подпорной стены (профиль 9 таблицы 15[1]).

А) из условия устойчивости против сдвига по основанию при коэффициенте условий работы $m_c = 1$, имеем по формуле приведенной в таблицы 15[1],

$$b = \frac{\omega h}{0,668} = \frac{0,4 \cdot 9,8}{0,668} = 5,88 \text{ м,}$$

параметр ω определяется как

$$\omega = \frac{n_Q \frac{Q_x^H}{m_c} - n'_Q Q_\Phi^H}{n'_G f \gamma_c h^2} = \frac{1,2 \cdot 28,73 - 0,9 \cdot 1,25}{0,9 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 9,8^2} = 0,391 \approx 0,4.$$

Для силы Q_x^H взят коэффициент перегрузки, больший единицы, а для сил Q_Φ^H и G^H – меньший единицы

Б) из условия прочности грунта основания при $n_Q = 1,1$, $\omega = 0,4$ и $\psi = 0,572$

$$\begin{aligned} b &= \frac{1}{R} \left\{ n_G \gamma_c \omega h^2 (2 - 3\psi) + \right. \\ &+ \left. \sqrt{[n_G \gamma_c h^2 \omega (2 - 3\psi)]^2 + 6R(Q_x^H n_Q z - Q_\Phi^H Q_\Phi z_\Phi)} \right\} = \\ &= \frac{1}{30} \left\{ 1,1 \cdot 2,5 \cdot 0,4 \cdot 9,8^2 \cdot (2 - 3 \cdot 0,572) + \right. \\ &+ \left. \sqrt{[1,1 \cdot 2,5 \cdot 0,4 \cdot 9,8^2 (2 - 3 \cdot 0,572)]^2 + 6 \cdot 30 (28,73 \cdot 1,2 \cdot 3,56 - \dots \rightarrow} \right. \\ &\left. \rightarrow \dots - 1,25 \cdot 0,9 \cdot 0,6) \right\} = \frac{1}{30} \left(30,6 + \sqrt{30,6^2 + 21800} \right) = 6,05 \text{ м.} \end{aligned}$$

Не производя повторного пересечения, соответствующего второму приближению, принимаем окончательно $b = 6\text{м}$, а длину передней консоли $b_{\text{п}} = 0,25$, $b = 1,5\text{м}$.

Толщины лицевой плиты вверху и внизу принимаем равными:

$$d_{\text{в}} = \frac{h}{24} = \frac{9,8}{24} \approx 0,4 \text{ м} \quad \text{и} \quad d_{\text{н}} = \frac{h}{12} \approx 0,8 \text{ м}.$$

Таковыми же, принимаются и толщины фундаментной плиты.

Проверка принятого профиля подпорной стены

Так как профиль 9, приведенный в таблице 15[1], несколько отличается от принятого, последний подвергается окончательной проверке. Кроме того, для построения эпюры изгибающих моментов нужно предварительно построить эпюру реакций основания.

Для упрощения расчетов исходим из средней толщины плит, равной 0,6м. тогда нормативные вертикальные силы, действующие на подпорную стену, будут равны:

$$G_1^{\text{н}} = 2,5 \cdot 0,6 \cdot 9,8 = 14,70 \text{ Т/м};$$

$$G_2^{\text{н}} = 2,5 \cdot 0,6 \cdot 3,8 = 5,70 \text{ Т/м};$$

$$G_3^{\text{н}} = 2,5 \cdot 0,6 \cdot 1,6 = 2,39 \text{ Т/м}.$$

Общий вес железобетонной конструкции составляет

$$G_c = 2,39 + 5,70 + 14,70 = 22,79 \text{ Т/м}.$$

К силам собственного веса стены должен быть прибавлен вес грунта на передней и задней плитах с учетом постоянной нагрузки $p=2\text{Т/м}^2$:

$$G_4^{\text{н}} = 1,8 \cdot 3,8 \cdot 9,2 = 62,8 \text{ Т/м};$$

$$G_5^{\text{н}} = 1,8 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 3,46 \text{ Т/м};$$

$$P^{\text{н}} = 2,0 \cdot 3,8 = 7,6 \text{ Т/м}.$$

Полная нормативная вертикальная сила

$$N^{\text{н}} = 22,79 + 62,8 + 3,46 + 7,6 = 96,65 \text{ Т/м}.$$

Высота расположения центра тяжести стены и веса грунта с нагрузкой от подошвы стены

$$\begin{aligned} z_0 &= \frac{2,39 \cdot 0,3 + 5,7 \cdot 0,3 + 14,7 \cdot 4,9 + 62,8 \cdot 5,2 + 3,46 \cdot 1,2 + 7,6 \cdot 10,35}{96,65} = \\ &= \frac{483,37}{96,65} = 5,0 \text{ м}. \end{aligned}$$

Постоянная нагрузка условно приведена к эквивалентной высоте:

$$h_0 = \frac{p}{\gamma} = \frac{2,0}{1,8} = 1,10 \text{ м.}$$

Горизонтальные силы определены ранее. Проверка устойчивости против сдвига по основанию производится по формуле

$$\frac{n_Q T^H}{i n'_G N^H + n'_Q Q^H} = \frac{1,2 \cdot 28,73}{0,4 \cdot 0,9 \cdot 96,65 + 0,9 \cdot 1,25} = \frac{34,50}{35,92} = 0,963 < m_c = 1,0.$$

Проверка устойчивости против опрокидывания производится с учетом деформации основания. Для этого находим смещение оси вращения

$$d = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{12 N^H z_0}{k}} = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 96,65 \cdot 5,0}{5000}} = 0,525 \text{ м}$$

и предельная величина эксцентриситета

$$e_{\text{пр}} = \frac{b}{2} - d = \frac{6}{2} - 0,525 = 2,475 \text{ м.}$$

Расчетный момент всех сил относительно середины подошвы фундаментной плиты

$$M = 0,9(2,39 \cdot 2,2 - 5,7 \cdot 1,1 + 14,7 \cdot 1,1 - 62,8 \cdot 1,1 + 3,46 \cdot 2,2 - 7,6 \cdot 1,1) + 1,2(23,4 \cdot 3,26 + 5,31 \cdot 4,9) - 1,25 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = -49,2 + 123 - 0,67 = 73,13 \text{ Тм/м.}$$

Расчетная вертикальная сила $N = n'_G \cdot N^H = 0,9 \cdot 96,65 = 87 \text{ Т/м.}$

Расчетный эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{73,13}{87} = 0,842 \text{ м.}$$

Проверка на опрокидывание дает

$$\frac{e}{e_{\text{пр}}} = \frac{0,842}{2,475} = 0,339 < m_0 = 0,8.$$

Для построения эпюры давлений на основание и эпюры изгибающих моментов в плитах нужно исходить из коэффициентов перегрузки для вертикальных сил $n=1,2$, так как это приводится к большим величинам давлений и изгибающих моментов.

В этом случае расчетный момент всех сил относительно середины подошвы фундаментной плиты, расчетная величина сила и ее эксцентриситет будут следующие:

$$M = -49,2 \cdot \frac{1,2}{0,9} + 123 - 0,67 = 56,83 \text{ Тм/м};$$

$$N = 1,2 \cdot 96,65 = 116 \text{ Т/м};$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{56,83}{116} = 0,49 \text{ м}.$$

Краевые давления на основание под фундаментной плитой равны:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{116}{6} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,49}{6}\right) = 28,8 \text{ Т/м}^2 = \\ &= 2,88 \text{ кг/см}^2 < R = 3 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{116}{6} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,49}{6}\right) = 9,9 \text{ Т/м}^2 > 0.$$

Изгибающий момент у основания лицевой плиты

$$M_1 = \left(\frac{4,63 \cdot 9^2}{6} + \frac{0,542 \cdot 9^2}{2}\right) 1,2 - \frac{0,93 \cdot 1,2^2}{6} \cdot 0,9 = 100,8 \text{ Тм/м}.$$

Изгибающий момент у основания тыльной части фундаментной плиты

$$\begin{aligned} M_2 &= 1,8 \cdot 3,7 \cdot 9,2 \cdot 1,85 \cdot 1,2 + 2,5 \cdot 0,6 \cdot 3,7 \cdot 1,85 \cdot 1,2 + 2 \cdot 3,7 \cdot 1,85 \cdot 1,2 - \\ &- \frac{9,9 \cdot 3,7^2}{2} - (21,5 - 9,9) \cdot \frac{3,7^2}{6} = 70,4 \text{ Тм/м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент у основания переднего выступа фундаментной плиты

$$\begin{aligned} M_3 &= -1,8 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,75 + \frac{24,7}{2} \cdot 1,5^2 + (28,8 - 24,1) \frac{1,5^2}{3} - \\ &- 2,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 27,37 \text{ Тм/м}. \end{aligned}$$

Сумма моментов, действующих на узел,

$$\sum M = M_1 - M_2 - M_3 = 100,8 - 70,4 - 27,37 = 3,03 \text{ Тм/м}.$$

Эти изгибающие моменты не совсем точно уравнивают друг друга, так как они подсчитаны не для теоретической точки узла сопряжения в линейной расчетной схеме, а для сечений по граням плит.

Практическое занятие № 8,9

Расчет обделки тоннеля. Проектирование сечения и профиля городского тоннеля

Алгоритм и примеры расчета многослойных круговых обделок тоннелей. Обделку рассматривают как $(n-1)$ слойное кольцо; n -й слой – бесконечно толстый массив. Задаваемые расчетные нагрузки неравномерны по углу θ , отсчитываемому от оси, проходящей через максимум радиальной нагрузки

$$\sigma_r = p_0 + p_2 \cos 2\theta;$$

$$\tau_{r\theta} = Q_2 \sin 2\theta,$$

где σ_r и $\tau_{r\theta}$ – радиальная и касательная составляющие нагрузки;
 p_0 , p_2 и Q_2 – параметры нагрузок (задаются или вычисляются приведенным формулам).

При расчете обделок, слои которых неоднородны по механическим свойствам, например, бетонные с арматурой гибкой или жесткой или слои с ребристыми тубингами, учитывают неравномерность распределения напряжений по сечению. Неоднородность материалов в каждом слое характеризуется коэффициентом армирования, которая определяется отношением площади сечения арматуры к площади сечения слоя. Если внутренним слоем обделки являются ребристые тубинги без заполнения пространства между ребрами, то степень армирования выделенного слоя ребер определяют отношением площади сечения ребер к площади междуреберного пространства и ребер.

Исходные данные для расчета

1. Свойства грунта в массиве:

- модуль деформации, кгс/см²;
- коэффициент Пуассона;
- объемная масса грунта, кгс/см³;
- коэффициент сейсмичности;

- преобладающий период колебаний частиц грунта;
- скорость распространения упругих волн сжатия-растяжения, см/с, определяют по формуле

$$c_1 = \sqrt{\frac{980E_n(1-\nu_n)}{\gamma(1+\nu_n)(1-2\nu_n)}}.$$

2. Данные по обделке:

- $n-1$ – количество слоев;
- радиусы контуров слоев ($i=0,1,\dots,n-1$);
- степень армирования слоев ($i=1,2,\dots,n-1$);
- , – модули деформации материалов слоев, кгс/см²;
- основного материала;
- арматуры;
- коэффициенты Пуассона материалов слоев.

3. Сейсмические воздействия

$$p_{0c}^n = \frac{1}{4\pi(1-\nu_0)} \cdot k_c \gamma c_1 T_0;$$

$$p_{2c}^n = p_{0c}^n \sqrt{(1-2\nu_0)(3-4\nu_0)}.$$

4. Порядок расчета

$$\left. \begin{aligned} E_i &= E_i^I(1 - A_i) + E_i^{II}A_i \\ x_i &= 3 - 4\nu_i; G_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_i)} \end{aligned} \right\} i=1, 2, \dots, n-1;$$

$$c_i = \frac{R_i}{R_i - 1}; D_i = \frac{c_i^2 - 1}{x_i + 1}; H_i = \frac{(c_i^2 - 1)^2}{x_i + 1}$$

$$i=1, 2, \dots, n-1.$$

$\{a_{kl}\}, \{\beta_{kl}\}, \{\gamma_{kl}\}, \{\delta_{kl}\}$ — квадратные матрицы (3×3) .

$$i=1, 2, \dots, n-1.$$

$$\bar{\delta}_{21}^i = 0; \bar{\delta}_{22}^i = \frac{1}{H_i} (c_i^6 + 9c_i^4 + 3c_i^2 + 3) + 2;$$

$$\bar{\delta}_{23}^i = \frac{1}{H_i} (c_i^6 - 3c_i^4 - 3c_i^2 - 3) + 2;$$

$$\bar{\delta}_{31}^i = 0; \bar{\delta}_{32}^i = \frac{1}{H_i} (c_i^6 - 3c_i^4 - 3c_i^2 - 3) - 4;$$

$$\bar{\delta}_{33}^i = \frac{1}{H_i} (c_i^6 - 3c_i^4 + 3c_i^2 + 3) - 4;$$

$$x_{kj}^i = \frac{1}{G_i} \bar{a}_{kj}^i; \bar{\beta}_{kj}^i = \frac{1}{G} \bar{\beta}_{kj}^i; \bar{\gamma}_{kj}^i = \frac{1}{G_i} \bar{\gamma}_{kj}^i; \delta_{kj}^i = \frac{1}{G_i} \bar{\delta}_{kj}^i.$$

для n -го бесконечного слоя коэффициенты ,

$$\bar{a}_{11}^n = -2; \bar{a}_{12}^n = 0; \bar{a}_{13}^n = 0;$$

$$\bar{a}_{21}^n = 0; \bar{a}_{22}^n = -3(x_n + 1) + 2; \bar{a}_{23}^n = 3(x_n + 1) - 4;$$

$$\bar{a}_{31}^n = 0; \bar{a}_{32}^n = 3(x_n + 1) - 4; \bar{a}_{33}^n = -3(x_n + 1) 2;$$

$$\bar{\beta}_{11}^n = x_n + 1; \bar{\beta}_{12}^n = 0; \bar{\beta}_{13}^n = 0;$$

$$\bar{\beta}_{21}^n = 0; \bar{\beta}_{22}^n = 6(x_n + 1); \bar{\beta}_{23}^n = 0;$$

$$\bar{\beta}_{31}^n = 0; \bar{\beta}_{32}^n = -6(x_n + 1); \bar{\beta}_{33}^n = 0;$$

$$A^i = \{a_{kj}^i\}; B^i = \{\beta_{kj}^i\} \quad i=1, 2, \dots, n$$

$$\bar{a}_{11}^i = \frac{1}{D_i} - 2; \bar{a}_{12}^i = 0; \bar{a}_{13}^i = 0;$$

$$\bar{a}_{21}^i = 0; \bar{a}_{22}^i = -\frac{1}{H_i} (3c_i^6 + 3c_i^4 + 9c_i^2 + 1) + 2;$$

$$\bar{a}_{23}^i = \frac{1}{H_i} (3c_i^6 + 3c_i^4 + 3c_i^2 - 1) - 4;$$

$$\bar{a}_{31}^i = 0; \bar{a}_{32}^i = \frac{1}{H_i} (3c_i^6 + 3c_i^4 - 3c_i^2 - 1) - 4 = \bar{a}_{23}^i;$$

$$\bar{a}_{33}^i = -\frac{1}{H_i} (3c_i^6 + 3c_i^4 - 3c_i^2 + 1) + 2;$$

$$\bar{\beta}_{11}^i = \frac{c_i^2}{D_i}; \bar{\beta}_{12}^i = 0; \bar{\beta}_{13}^i = 0;$$

$$\bar{\beta}_{21}^i = 0; \bar{\beta}_{22}^i = \frac{2}{H_i} c_i^2 (3c_i^4 + 2c_i^2 + 3); \bar{\beta}_{23}^i = -\frac{2}{H_i} c_i^2 (c_i^2 + 3);$$

$$\bar{\beta}_{31}^i = 0; \bar{\beta}_{32}^i = -\frac{2}{H_i} c_i^4 (3c_i^2 + 1); \bar{\beta}_{33}^i = \frac{4}{H_i} c_i^4;$$

$$\bar{\gamma}_{11}^i = -\frac{1}{D_i}; \bar{\gamma}_{12}^i = 0; \bar{\gamma}_{13}^i = 0;$$

$$\bar{\gamma}_{21}^i = 0; \bar{\gamma}_{22}^i = -\frac{2}{H} (3c_i^4 + 2c_i^2 + 3); \bar{\gamma}_{23}^i = \frac{2}{H} c_i^2 (3c_i^2 + 1);$$

$$\bar{\gamma}_{31}^i = 0; \bar{\gamma}_{32}^i = \frac{2}{H_i} (c_i^2 + 3); \bar{\gamma}_{33}^i = -\frac{4}{H_i} c_i^2.$$

$$\bar{\delta}_{11}^i = \frac{c_i^2}{D_i} - 2; \bar{\delta}_{12}^i = 0; \bar{\delta}_{13}^i = 0.$$

$$F^i = \{\gamma_{kj}^i\}; D^i = \{\delta_{kj}^i\} \quad i=1, 2, \dots, n-1.$$

$$k^0 = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$k^i = [-A^{i+1} + D^i + F^i K^{i-1}]^{-1} B^{i+1},$$

где

– при расчете обделки совместно с массивом

$$P^n = \begin{Bmatrix} P_0^n \\ P_2^n \\ Q_2^n \end{Bmatrix}$$

$$s_1^i = \frac{2c_i^2}{c_i^2 - 1}; \quad s_{12}^i = -\frac{(4c_i^2 + 1)c_i^2}{(c_i^2 - 1)^2}; \quad s_{13}^i = \frac{4c_i^2}{(c_i^2 - 1)^2};$$

$$s_{21}^i = s_{11}^i; \quad s_{22}^i = -s_{12}^i; \quad s_{23}^i = -s_{13}^i;$$

$$s_{31}^i = \frac{c_i^2 + 1}{c_i^2 - 1}; \quad s_{32}^i = \frac{c_i^4 + 6c_i^2 + 1}{(c_i^2 - 1)^2}; \quad s_{33}^i = \frac{2(c_i^4 - 2c_i^2 - 1)}{(c_i^2 - 1)^2};$$

$$s_{41}^i = s_{31}^i; \quad s_{42}^i = -s_{32}^i; \quad s_{43}^i = -s_{33}^i;$$

$$t_{11}^i = -s_{31}^i; \quad t_{12}^i = s_{32}^i; \quad t_{13}^i = -\frac{2(c_i^4 + 2c_i^2 - 1)}{(c_i^2 - 1)^2};$$

$$t_{21}^i = t_{11}^i; \quad t_{22}^i = -t_{12}^i; \quad t_{23}^i = -t_{13}^i;$$

$$t_{31}^i = -\frac{s_{11}^i}{c_i^2}; \quad t_{32}^i = \frac{s_{12}^i}{c_i^2}; \quad t_{33}^i = s_{13}^i;$$

$$t_{41}^i = t_{31}^i; \quad t_{42}^i = -t_{32}^i; \quad t_{43}^i = -t_{33}^i;$$

5. Напряжение в элементах обделки

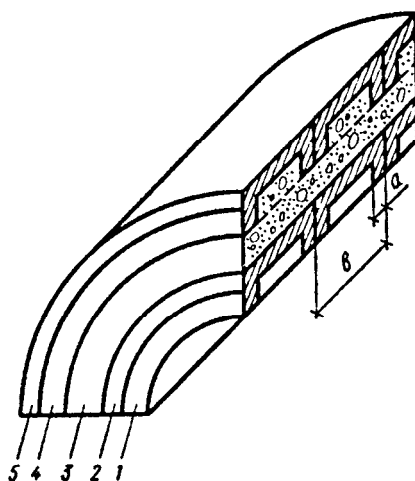
$$\Sigma_i^j = \begin{Bmatrix} \sigma_{i\text{вс}}^j \\ \sigma_{i\text{нб}}^j \\ \sigma_{i\text{нс}}^j \\ \sigma_{i\text{нб}}^j \end{Bmatrix} \quad (j=1, 2) \quad (i=1, 2, \dots, n-1).$$

Значки «вс», «вб», «нс», «нб» указывают сечения, в которых определяют напряжения: «в» - на внутреннем контуре слоя; «н» - на наружном контуре слоя; «с» - в своде (по оси действия максимальной нагрузки); «б» - в боках (по оси, перпендикулярной направлению действия максимальной нагрузки). Верхний индекс «i» указывает на материал, в котором определяют напряжения: - бетон, - арматура; i - номер слоя.

$$\Sigma_i^j = \frac{E_i^j}{E_i} [\{s_{kl}\} \cdot P_\Sigma^i + \{t_{kl}\} P_\Sigma^{i-1}]$$

$$(1 < k < 4)$$

$$(1 < l < 3)$$



1 – слой без заполнения; 2, 5 – слой спинки чугунных тубингов;
 3 – слой бетона; 4 – слой комбинированный
 (ребра тубингов и бетонное заполнение)

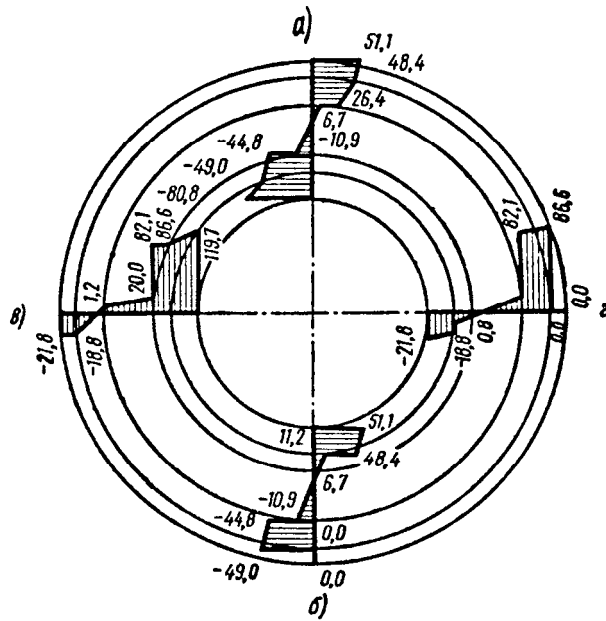
Рисунок 12 – Конструкция многослойной кольцевой обделки

б. Пример расчета обделки, состоящей из двух слоев чугунных тубингов с заполненным бетоном между ними, рисунок 12.

Свойства грунта в массиве:
 модуль деформации – 7000 кгс/см^2 ;
 коэффициент Пуассона – $0,30$;
 объемная масса $0,00262 \text{ кгс/см}^2$;
 коэффициент сейсмичности – $0,1$;
 преобладающий период колебаний – $0,5с$.

Параметры обделки приведены в таблице 1. Параметры нагрузок на слои обделки приведены в таблице 2. Эпюры напряжений в шельге свода и на горизонтальном диаметре в сечениях по ребрам и межреберному заполнению в кгс/см^2 показаны на рисунке 13.

№ слоя	Радиус, см	Отношение площадей поперечного сечения ребер (арматура) ко всему слою	Модули деформаций кгс/см^2		Коэффициент Пуассона
5	474	0	1000000	1000000	0,25
4	471	0,1	240000	1000000	0,15
3	447	0	240000	240000	0,25
2	377	0	1000000	1000000	0,25
1	374	0,1	0	1000000	0,15
0	350				



а – сечение в шлыге свода по ребрам; б – то же по межреберному заполнению; в – сечение на горизонтальном диаметре по ребрам; г – то же по межреберному заполнению («плюс» - сжатие, «минус» - растяжение)

Рисунок 13 – Эпюры напряжений по сечениям многослойной обделки

№ слоя	Параметры нагрузок, кгс/см ²			Примечание
5	1,1656	0,1663	- 1,5841	Внешние нагрузки
4	1,0722	- 0,0789	- 2,059	
3	0,8873	- 0,7343	- 3,0466	
2	0,2691	- 0,9499	- 2,0446	
1	0,1208	- 0,4559	- 1,0206	

Организация самостоятельной работы

Самостоятельная работа студентов наряду с аудиторной представляет одну из форм учебного процесса и является существенной его частью. Для ее успешного выполнения необходимы планирование и контроль со стороны преподавателя.

В рамках изучения дисциплины предусмотрено 8 часов на самостоятельное изучение разделов для очной формы обучения, 43 – для заочной, 43 – для сокращенной.

Формой самостоятельной работы по дисциплине «Подземные сооружения» является:

- самоподготовка к практическим занятиям;
- самостоятельное изучение разделов;
- подготовка к зачету.

Самостоятельное изучение разделов (очная форма обучения)

№	Наименование тем для самостоятельного изучения	Кол. часов
3	Учет наклона ограждения и поверхности грунта при определении активного давления	4
5	Расчет обделки тоннеля с учетом отпора грунта	4
Итого		8

Самостоятельное изучение разделов (заочная, заочная ускоренная форма обучения)

№	Наименование тем для самостоятельного изучения	Кол. часов
1	Общие сведения о подземных сооружениях	6
2	Напряженное состояние грунтового массива	6
3	Теория давления грунта на подпорные стены	4
4	Учет наклона ограждения и поверхности грунта	4
5	Определение нагрузок на подземные сооружения	5
6	Расчет на прочность подземных сооружений	4
7	Расчет обделки тоннеля с учетом отпора грунта	4
8	Конструкции городских подземных сооружений	6
9	Технология возведения подземных сооружений	4
Итого		43

Список использованных источников

1. Г.К. Клейн. Расчет подпорных стен: Учебное пособие. - Ярославль: Ярославский полиграфкомбинат «Главполиграфпрома», 1964. – 195с.
2. В.В. Леденев, В.Г. Однолько, А.В. Худяков. Расчет и конструирование специальных инженерных сооружений: Учебное пособие. – Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2007. – 128 с.
3. ВСН 193-81. Инструкция по учету сейсмических воздействий при проектировании горных транспортных тоннелей / Госгражданстрой. – М.: СИ, 1981. – 69 с.
4. О.Е. Бугаева. Проектирование обделок транспортных тоннелей: Учебное пособие. – Л: 1963г. – 97с.
5. СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные. Основные положения / Госстрой России. – М.: ГП ЦПП, 2012.
6. Справочник проектировщика www.belgut.com/459-osnovanya-fundamenty-i-podzemnye-sjjruzhenia.html
7. Подземные сооружения www.skonline.ru/doc/8204.html