

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Белгородский государственный технологический университет
им. В.Г. Шухова

ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ ПУТЬ

Расчет и проектирование земляного полотна новой железнодорожной линии

Методические указания к выполнению курсового проекта
и практических заданий для студентов III курса специальности
271501 – Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей
специализации «Строительство дорог промышленного транспорта»

Белгород
2013

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Белгородский государственный технологический университет
им. В.Г. Шухова
Кафедра автомобильных и железных дорог

Утверждено
научно-методическим советом
университета

ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ ПУТЬ

Расчет и проектирование земляного полотна новой железнодорожной линии

Методические указания к выполнению курсового проекта
и практических заданий для студентов III курса специальности
271501 – Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей
специализации «Строительство дорог промышленного транспорта»

Белгород
2013

УДК 625.12.656.022 .817
ББК 39.311 я 7
Ж86

Составитель канд. техн. наук, ст. преп. Н.В. Селицкая

Рецензент канд. техн. наук, доц. А.Н. Котухов

Ж86 Железнодорожный путь. Расчет и проектирование земляного полотна новой железнодорожной линии: методические указания к выполнению курсового проекта и практических заданий для студентов специальности 271501 – Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей специализации «Строительство дорог промышленного транспорта» / сост. Н.В. Селицкая. – Белгород: Изд-во БГТУ, 2013. – 48 с.

В методических указаниях кратко изложены теоретические основы расчета и индивидуального проектирования земляного полотна на новых железных дорогах. На конкретных примерах показаны методика и порядок определения требуемой плотности грунта насыпи; расчета высоты бермы и устойчивости пойменной насыпи; расчета и прогнозирования осадок оснований насыпей. Для защиты выемки от неблагоприятных природных явлений приведены мероприятия в виде нагорной канавы и подковетного дренажа.

Методические указания предназначены для студентов специальности 271501 – Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей специализации «Строительство дорог промышленного транспорта».

Данное издание публикуется в авторской редакции.

УДК 625.12.656.022 .817
ББК 39.311 я 7

© Белгородский государственный
технологический университет
(БГТУ) им. В.Г. Шухова, 2013

ВВЕДЕНИЕ

В методических указаниях изложены теоретические основы и, на конкретных примерах, методика расчета и проектирования насыпей и выемок новой железнодорожной линии.

При сооружении насыпей должно быть выполнено надлежащее уплотнение грунта. Это необходимо для того, чтобы, как сформулировал Г.М. Шахунянц, «насыпь не давала недопустимых остаточных деформаций, работала практически в упругой стадии, имела при необходимости достаточное сопротивление проникновению (инфильтрации) воды в грунт, и такое сопротивление сдвигу, чтобы стоимость устройства насыпи требуемого качества с необходимыми защитами и укреплениями была минимальной». Кроме того, достаточное уплотнение грунта насыпи должно свести к минимуму влияние разжижения (ликвотропии), которое возникает под динамическим воздействием подвижного состава.

Вместе с тем, при достаточном уплотнении тела насыпи, при котором грунт будет работать практически в упругой стадии, возможно возникновение необратимых осадок основной площадки насыпи из-за осадок ее основания. Поэтому при индивидуальном проектировании осадки насыпей должны прогнозироваться с целью обеспечения их нормальной работы в эксплуатационных условиях.

В указаниях рассмотрено проектирование насыпи в условиях ее подтопления паводковыми водами; дана оценка устойчивости пойменной насыпи с учетом влияния воды на физико-механические свойства грунта и на возникновение гидродинамических сил в теле насыпи.

В указаниях при расчете внешних нагрузок используется новый метод определения динамических напряжений в насыпи от воздействия подвижного состава, который позволяет уточнить и приблизить к реальным условиям методики расчета требуемой плотности грунта и осадок оснований насыпей.

К числу мероприятий, обеспечивающих стабильность выемок, относится регулирование стока поверхностных и подземных вод.

Наиболее широко для сбора и отвода атмосферных вод применяются канавы трапецеидального сечения.

Для перехвата или понижения уровня подземных вод и их отвода в заранее установленные места применяют дренажи.

Для земляного полотна наибольшую опасность представляют свободная гравитационная вода и особенно напорная вода, которые создают в зимнее время условия для морозного пучения фунта. При значительном количестве связанной воды также существенно снижается сопротивление грунта сдвигу.

Наиболее эффективными для повышения стабильности выемки являются подкюветные дренажи.

Результаты расчетов и проектирования земляного полотна должны быть представлены в виде пояснительной записки, выполненной на компьютере. В тексте делаются необходимые ссылки на рисунки и таблицы, указываются окончательные результаты расчетов и выполняется их анализ.

Построение пояснительной записки выполняется в следующей последовательности:

- титульный лист;
- задание на проектирование;
- содержание;
- цель расчета и проектирования;
- расчетные схемы и методики расчетов и проектирования с обоснованием применяемых формул;
- анализ полученных результатов и сравнение их с типовыми аналогичными решениями;
- список литературы.

1. РАСЧЕТ ТРЕБУЕМОЙ ПЛОТНОСТИ ГРУНТА

1.1. Методика расчета

Для сооружения земляного полотна, как по групповым решениям, так и в ряде случаев по индивидуальным проектам, используются современные нормы требуемой плотности грунтов, определяемые по СТН Ц-01 -95. Однако, при разработке некоторых особо ответственных индивидуальных проектов, а также при расчете возможных осадок длительно эксплуатируемых насыпей, требуемая плотность грунтов определяется как функция действующих в грунтах сжимающих напряжений. В этих расчетах применяется приближенный метод с использованием компрессионных кривых грунтов.

Основные положения методики расчета сводятся к следующему.

1. Определяются реальные нагрузки и возникающие от их воздействия сжимающие напряжения в различных точках по высоте насыпи. К таким нагрузкам относятся:

- постоянные, эквивалентные весу верхнего строения пути (ВСП) - $P_{ВС}$;
- постоянные от собственного веса грунта P_{γ}
- динамические (временные) от воздействия подвижного состава Рд.

От этих нагрузок в насыпи возникают напряжения, которые обозначаются соответственно $\sigma_{ВС}$, σ_{γ} , $\sigma_{д}$.

В качестве расчетных напряжений при определении требуемой плотности грунта принимаются:
постоянные

$$\sigma_{\Pi} = \sigma_{ВС} + \sigma_{\gamma} \quad (1)$$

полные

$$\sigma_{о} = \sigma_{\Pi} + \sigma_{д} \quad (2)$$

2. Строится компрессионная кривая, которая получается по данным лабораторных испытаний образцов грунта. Предполагается, что насыпь сложена из однородных грунтов, поэтому в расчетах используется одна компрессионная кривая. В задании к курсовому проекту приводятся данные по коэффициентам пористости для ветвей на-

грузки e_1 и разгрузки e_2 при соответствующих значениях сжимающих напряжений σ_i .

3. По расчетным напряжениям определяются коэффициенты пористости e_i на компрессионной кривой (рис. 1). По значениям постоянных напряжений $\sigma_{\Pi} = \sigma_{BC} + \sigma_{\gamma}$ на кривой нагрузки e_{an} , а на кривой разгрузки – e_{ak} .

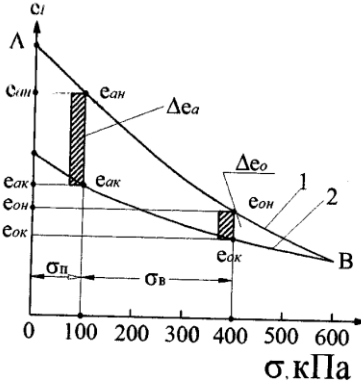


Рис. 1. Общий вид компрессионной кривой, используемой для определения коэффициента пористости e_i
1 – ветвь нагрузки (уплотнения); 2 – ветвь разгрузки (разуплотнения)

По данным полных напряжений $\sigma_o = \sigma_{\Pi} + \sigma_{D}$ находятся соответственно на кривых 1 и 2 e_{on} и e_{ok} .

Требуемый коэффициент пористости вычисляется по формуле:

$$e_o = e_{an} - K_n K_y (\Delta e_a - \Delta e_o), \quad (3)$$

где Δe_a и Δe_o – разница ординат ветвей нагрузки и разгрузки соответственно при σ_{Π} и σ_o :

$$\Delta e_a = e_{an} - e_{ak} \quad (4)$$

$$\Delta e_o = e_{on} - e_{ok}, \quad (5)$$

где e_{an} – коэффициент пористости при напряжении σ_{Π} ;

K_y – коэффициент, учитывающий многократность, продолжительность и способ приложения динамической нагрузки. На основе экспериментальных данных принимается: для супесей $K_y = 1,1$, для суглинков $K_y = 1,67$;

K_n – коэффициент, учитывающий изменение K_y по глубине насыпи. Принимаются:

- для основной площадки $K_n = 1,0$;
- для середины насыпи $K_n = 0,85$;
- для остальных точек и основания насыпи $K_n = 0,75$.

Обозначая $K_e = K_y \cdot K_n$, окончательно получим

$$e_o = e_{an} - K_e (\Delta e_a - \Delta e_o) \quad (6)$$

При выводе расчетной формулы (6), полученной Г.М. Шахуняцем, были приняты следующие допущения: скелет грунта несжимаем; при уплотнении невозможно боковое расширение грунта; поездная нагрузка статическая.

4. Из структуры формулы (6) видно, что она применима для условий, когда во всех расчетных точках по глубине насыпи действуют полные напряжения σ_i от всех нагрузок. Однако в реальных насыпях динамические напряжения σ_d от воздействия подвижного состава возникают на основной площадке и в верхней части насыпи в так называемой «рабочей зоне». Для этой ограниченной зоны применение формулы (6) для определения коэффициента пористости вполне обосновано. В середине и, тем более, в основании высоких насыпей динамические напряжения от подвижного состава отсутствуют, т.е. $\sigma_d = 0$ на глубинах от 4 и более метров. Следовательно, полные напряжения σ_o в этих точках насыпи формируются только за счет напряжений от постоянных нагрузок, $\sigma_o = \sigma_{II}$. Тогда в формуле (6): $K_e = 0$, $\Delta e_a = \Delta e_o$ и выражение $K_e (\Delta e_a - \Delta e_o) = 0$

Таким образом, расчетный коэффициент пористости грунта e_o равен коэффициенту пористости при напряжении от постоянных нагрузок, и определяется на ветви нагрузки компрессионной кривой, т.е.

$$e_o = e_{an} \quad (7)$$

5. Определяются удельный вес грунта (отношение веса грунта, включая вес воды в его порах, к занимаемому этим грунтом и водой объему) и плотность грунта ρ_o (отношение массы грунта, включая массу воды в его порах, к занимаемому этим грунтом и водой объему) по известным зависимостям механики грунтов:

$$\gamma_o = \frac{\gamma_s (1+W)}{1+e_o}, \quad (8)$$

$$\rho_o = \frac{\gamma_o}{g}, \quad (9)$$

где γ_s – удельный вес частицы грунта насыпи, kH/M^3 (из задания к курсовому проекту);

W – влажность грунта в долях единицы (из задания);

g – ускорение силы тяжести, принимается $g = 9.81 \text{ м}/\text{с}^2$;

6. По расчетным значениям действующих напряжений σ_{ec-i} , $\sigma_{\gamma i}$, σ_{n-i} , σ_{0-i} , коэффициентов пористости e_{0-i} и удельного веса γ_{0-i} и плотности ρ_{0-i} грунта строятся графики изменения этих величин по глубине насыпи.

1.2. Напряжения в насыпи от постоянных нагрузок

Нагрузка от веса верхнего строения пути P_{BC} зависит от типа рельсов и шпал, материала балластной призмы. В расчетной модели ВСП заменяется полосовой прямоугольной нагрузкой, приложенной на уровне основной площадки. Численные значения параметров нагрузки от ВСП приведены в табл. 1. Ширина нагрузки b_{ec} определяется по формуле:

$$b_{ec} = 2b_{ec/2} - I_M, \quad (10)$$

где b_{ec} – ширина нагрузки от ВСП двухпутного участка, приходящаяся на один путь (определяется по табл. 1);

I_M – ширина междупутья ($I_M = 4,1 \text{ м}$).

Схемы нагрузок от ВСП приведены на рис. 2.

От этих нагрузок для случая плоской задачи линейно деформируемых тел нормальные вертикальные (сжимающие) напряжения в насыпи определяются по известной формуле:

$$\sigma_{ec-1} = \frac{-\sigma_{ec-0}}{\pi} \left(\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) \quad (11)$$

Знак «минус» показывает, что напряжения сжимающие и в расчетах не учитываются. Углы β_1 и β_2 определяют координаты расчетной точки в насыпи относительно полосовой прямоугольной нагрузки, приложенной на уровне основной площадки.

В практических расчетах обычно пользуются вспомогательным безразмерным коэффициентом рассеяния напряжений I_{ec-i} , который получают из формулы (11) при $\sigma_{ec-0} = 1$.

Тогда формула (11) перепишется в виде системы:

$$\begin{aligned}\sigma_{ec-i} &= \sigma_{ec-0} I_{ec-i}; \\ I_{ec-i} &= f\left(\frac{y_i}{b_{ec-i}}; \frac{z_i}{b_{ec-i}}\right),\end{aligned}\quad (12)$$

где z_i и y_i – координаты расчетной точки в насыпи с началом осей в середине полосовой нагрузки шириной σ_{ec-i} .

Для однопутной насыпи $y_i = 0$ (рис. 2, а) и $I_{ec-1} = f\left(\frac{0}{b_{ec-1}}; \frac{z_i}{b_{ec-1}}\right) = f\left(0; \frac{z_i}{b_{ec-1}}\right)$. Для двухпутной насыпи (рис. 2, б) в расчетном сечении по 1 пути y , (рис. 2, б) и $I_{ec-2} = f\left(\frac{y_1}{b_{ec-2}}; \frac{z_i}{b_{ec-2}}\right)$. Величины b_{ec-1} и b_{ec-2} определяются по табл. 2.

Таблица 1

Численные значения параметров нагрузки от ВСП

Тип рельса	Нагрузка P_{ec} , кН/м, одного пути двухпутного участка при			Средняя ширина $b_{ec/2}$, м, балластной призмы двухпутного уч-ка, приходящаяся на один путь при			Интенсивность эпюры напряжений σ_{ec} , кПа, на основной площадке при		
	шпалах		ж.б. плитах	шпалах		ж.б. плитах	шпалах		ж.б. плитах
	дер.	ж.б.		дер.	ж.б.		дер.	ж.б.	
P75	72.5	77.0	88.0	4.50	4.50	4.20	16.1	17.1	21.0
P65	67.0	71.5	88.0	4.35	4.35	4.20	15.4	16.4	21.0
P50	62.0	66.5	87.5	4.20	4.20	4.20	14.8	15.8	20.8

Для облегчения выполнения курсового проекта были определены численные значения I_{ec-1} и I_{ec-2} , которые приведены в вспомогательной табл. 3. Промежуточные значения $\frac{z_i}{b_{ec-i}}$ между указанными в этой таблице, определяются методом интерполяции.

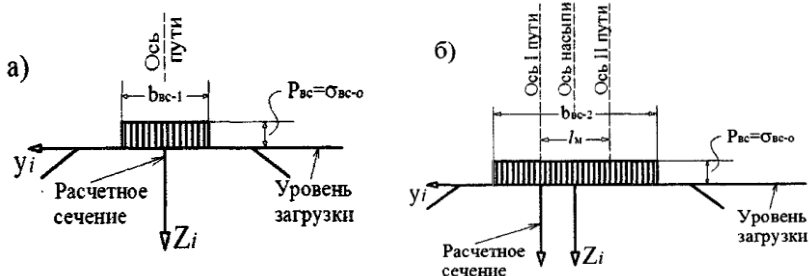


Рис. 2. Схема нагрузки от ВСП на расчетную плоскость (основную площадку)
 а – для однопутной насыпи, б – для двухпутной насыпи

Таблица 2

Расчетные характеристики нагрузки от ВСП

Тип рельса	Ширина прямоугольной нагрузки, м (числитель) и интенсивность эпюры напряжений b_{ec-i} , кПа на основной площадке (знаменатель) для насыпей					
	однопутной при			двухпутной при		
	дерев. шпалах	ж.б. шпалах	ж.б. плитах	дерев. шпалах	ж.б. шпалах	ж.б. плитах
P75	$\frac{4.90}{16.1}$	$\frac{4.90}{17.1}$	$\frac{4.30}{21}$	$\frac{9.00}{16.1}$	$\frac{9.00}{17.1}$	$\frac{8.40}{21}$
P65	$\frac{4.60}{15.4}$	$\frac{4.60}{16.4}$	$\frac{4.30}{21}$	$\frac{8.70}{15.4}$	$\frac{8.70}{16.4}$	$\frac{8.40}{21}$
P50	$\frac{4.30}{14.8}$	$\frac{4.30}{15.3}$	$\frac{4.30}{20.8}$	$\frac{8.40}{14.8}$	$\frac{8.40}{15.8}$	$\frac{8.40}{20.8}$

Из табл. 2 следует, что ширина прямоугольной нагрузки от ВСП для двухпутной насыпи b_{ec-2} больше ширины нагрузки для однопутной насыпи в 1,8-2,0 раза. При одинаковой интенсивности нагрузки на основной площадке σ_{ec-0} влияние ВСП в расчетном сечении по 1 пути ($y_l = 2,05$ м) для двухпутной насыпи проявляется на большей глубине, чем для однопутной насыпи (рис. 3). Напряжения в насыпи от собственного веса однородного грунта определяются по формуле:

$$\sigma_y = -\gamma_i z_i \quad (13)$$

где γ_i – удельный вес грунта, кН/м;

z_i – глубина до расчетной точки от уровня основной площадки, м.

Удельный вес грунта для основной площадки (точка 0) определяется по формуле (8). Для других ночек в насыпи расчет γ_i ведет-

ся методом последовательных приближений, сущность которого будет показана на конкретном примере (см. п.1.5).

Таблица 3

Коэффициент рассеяния напряжений I_{bc-i}

z/b_{bc-i} \ y/b_{bc-i}	0,000 при $y_1=0$ (ось колен)	0,228 при $y_2=2,05$ м $b_{bc-2}=9,00$	0,236 при $y_2=2,05$ м $b_{bc-2}=8,70$	0,244 при $y_2=2,05$ м $b_{bc-2}=8,40$
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000
0,05	1,000	1,000	1,000	1,000
0,10	0,998	0,990	0,990	0,990
0,15	0,993	0,967	0,968	0,969
0,25	0,960	0,909	0,910	0,911
0,35	0,906	0,834	0,835	0,836
0,50	0,822	0,750	0,744	0,736
0,75	0,670	0,619	0,615	0,611
1,00	0,540	0,521	0,518	0,514
1,50	0,397	0,382	0,381	0,380
2,00	0,306	0,295	0,294	0,293
2,50	0,242	0,241	0,240	0,240
3,00	0,210	0,210	0,210	0,210
4,00	0,160	0,160	0,160	0,160
5,00	0,130	0,130	0,130	0,130
6,00	0,110	0,101	0,101	0,101

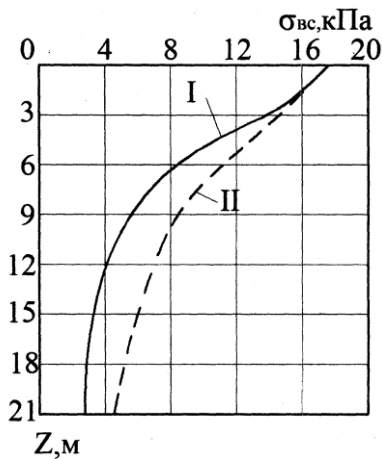


Рис. 3. Изменение напряжений от веса ВСП σ_{bc} по глубине z_i
 a – для однопутной (I) насыпи, b – для двухпутной (II) насыпи

1.3. Динамические напряжения в насыпи от воздействия подвижного состава

За нагрузку от воздействия подвижного состава принимается эпюра вертикальных нормальных напряжений, действующих на основной площадке. Обобщенный вид этой эпюры, полученной на основе натурных измерений напряжений, приведен на рис. 4. Соотношение между напряжениями в различных сечениях основной площадки (при максимальных значениях под рельсовыми нитями σ_{0-p}), характеризуются коэффициентами неравномерности распределения напряжений γ_{0-j} . Под концами шпалы

$$\gamma_{0-k} = \frac{\sigma_{0-k}}{\sigma_{0-p}}, \text{ по оси колеи} \quad \gamma_{0-0} = \frac{\sigma_{0-0}}{\sigma_{0-\delta}}$$

Экспериментами установлено, что $\gamma_{0-k} = 0,61; \gamma_{0-0} = 0,33; \gamma_{0-p} = 1,00$. Такая эпюра динамических напряжений на основной площадке от воздействия подвижного состава принята в качестве расчетной для нормального содержания пути при подбивке шпал в подрельсовых зонах. Значения коэффициентов распределения напряжений на основной площадке γ_{0-k} и γ_{0-0} сохраняются приблизительно одинаковыми для пути с деревянными и железобетонными шпалами; при различных скоростях движения поездов; в средней части звена и в зоне стыка рельсов; при различных значениях осевых нагрузок вагонов.

Величина максимальных динамических напряжений на основной площадке σ_{0-p} в расчетной работе для простоты расчетов принимается $\sigma_{0-p} = 80 \text{ кПа}$ как допустимая удельная нагрузка на основную площадку по условиям прочности глинистых грунтов.

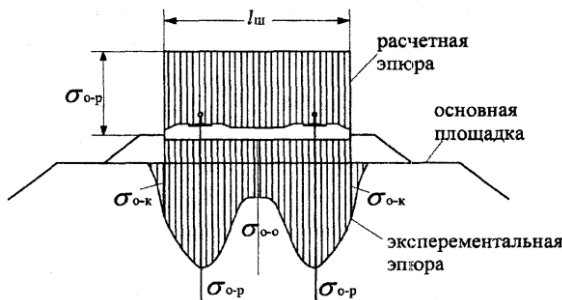


Рис. 4. Поездные нагрузки на основную площадку

1.4. Определение полных напряжений в насыпи

Как было показано выше, полные напряжения в насыпи σ_0 определяются как сумма постоянно действующих статических напряжений σ_n от веса верхнего строения пути σ_{ac} и собственного веса грунта σ_γ и динамических напряжений σ_d , которые возникают в процессе следования поезда. Оценка роли каждого вида напряжений в общем напряженном состоянии насыпи может быть показана для типовых условий. В расчетах были приняты следующие исходные данные: нагрузка от веса верхнего строения пути с рельсами Р65 и железобетонными шпалами была принята на уровне основной площадки ($z_i = 0$) прямоугольной формы интенсивностью $\sigma_{ac} = 16,4$ кПа и шириной для однопутной насыпи $b_{ac} = 4,6$ м. При определении напряжений от собственного веса грунта σ_γ б равным $\gamma_i = 18,0$ кН/м³.

Схема к определению полных напряжений в насыпи приведена на рис. 5. За расчетное сечение для однопутной и двухпутной насыпей принимается ось 1 пути. В это сечение переносятся максимальные динамические напряжения σ_d , которые, как показано выше, возникают в подрельсовых сечениях.

Для двухпутной насыпи напряжения от веса верхнего строения пути σ_{ac-2} определяются в расчетном сечении по оси 1 пути с учетом расстояния y_1 , до середины нагрузки шириной b_{ac-2} .

Для обеспечения стабильной работы насыпи плотность грунта принимается одинаковой по ширине насыпи и равной наибольшей требуемой для данного слоя толщиной h . Это объясняется следующими соображениями. Максимум вертикальных нормальных напряжений от динамической поездной нагрузки располагается под рельсошпальной решеткой. Эти напряжения по направлению к откосам снижаются, но при этом растут касательные напряжения. Исходя из условия проектирования прочной и устойчивой насыпи, и учитывая большую сопротивляемость касательным напряжениям более плотного грунта, поступают указанным выше образом. В курсовом проекте расчет требуемой плотности грунта выполняется для следующих точек (см. рис. 5): на основной площадке $z_0 = 0$ (точка 0); в середине насыпи $z_1 = H/2$ (точка 1); в основании насыпи $z_2 = H$ (точка 2).

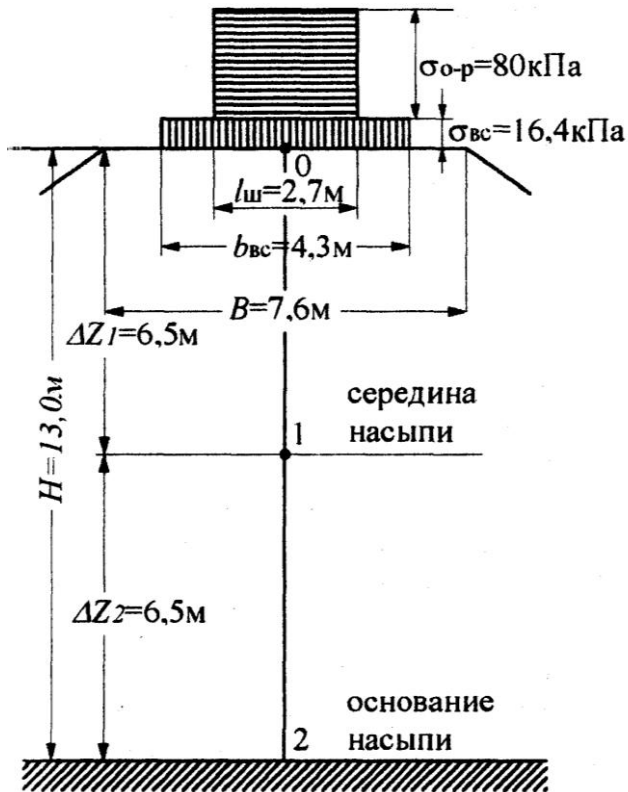


Рис. 5. Схема к определению полных напряжений σ_0 в насыпях

2. РАСЧЕТ ВЫСОТЫ БЕРМЫ И УКРЕПЛЕНИЯ ЕЕ ОТКАСА ОТ ВОЛНОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

При сооружении насыпи на поймах для защиты ее от повреждения паводковыми водами и ледохода устраивают берменные присыпки (бермы). Возвышение (отметка) бровки бермы $H_{бр}$ над расчетным уровнем воды (рис. 6), а также выбор типа и расчет укрепления откосов насыпей определяется параметрами волнового воздействия.

2.1. Параметры волнового воздействия

Параметры волнового воздействия в пойме реки определяются по СНиП 2.06.04-82 (1995) «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения».

При расчетах определяются следующие параметры волнового воздействия (рис. 7).

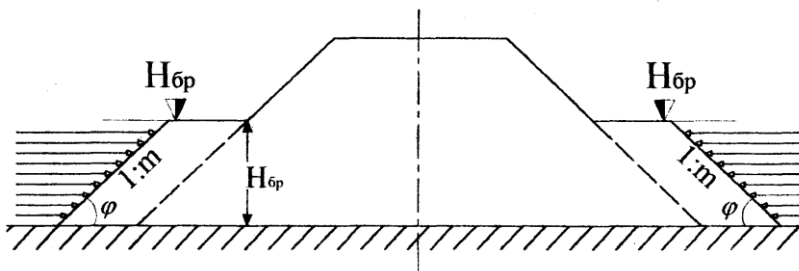


Рис. 6. Общий вид подтопляемой насыпи

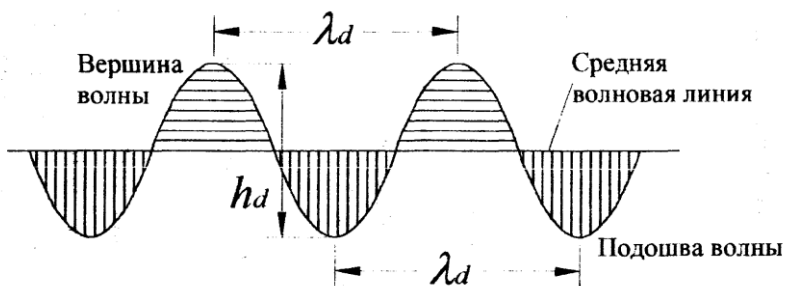


Рис. 7. Элементы волны

Расчетная высота h_d – вертикальное расстояние между ее вершиной и подошвой с заданной вероятностью превышения этой высоты $i\%=1\%$ (для насыпей железных дорог I-III категорий).

Длина волны λ_d – горизонтальное расстояние между смежными вершинами или подошвами волн. Обычно в расчетах принимается среднее значение $\overline{\lambda_d}$.

Кругизна волны – отношение $h_d / \overline{\lambda_d}$.

Пологость волны – отношение $\overline{\lambda_d} / h_d$.

Период T волны – время перемещения гребня волны в горизонтальном направлении (без учета скорости течения) на длину $\overline{\lambda_d}$.

Разгон L ветровых волн – протяжение по направлению ветра водной поверхности, охваченной ветром и вызывающее образование и развитие волн.

Глубина до дна водоема d_f у подошвы насыпи, которая принимается совпадающей с расчетным статистическим уравнением H_{cm} , т.е.

$$d_f = H_{cm}$$

Максимальная расчетная скорость ветра V_ω определяется на высоте 10 м над уровнем водоема.

Расчеты параметров волн h_d , $\overline{\lambda_d}$, T производятся с учетом деления водоема на следующие по глубине зоны (рис. 8): глубоководную (I); мелководную (II); прибойную (III); приурезоную (IV);

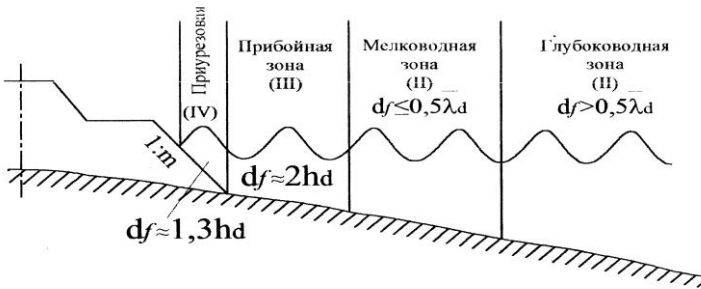


Рис. 8. Зоны прибрежного волнового поля

В глубоководной зоне (зоне I) дно не влияет на основные характеристики волн ($d_f > 0,5 \overline{\lambda_d}$).

В мелководной зоне (зоне II) дно оказывает влияние на развитие волн и на основные их характеристики ($d_f < 0,5 \overline{\lambda_d}$). В этой зоне волна

трансформируется, становится круче – увеличивается ее крутизна $h_d / \overline{\lambda_d}$ из-за сопротивления дна.

В прибойной зоне (зоне III) начинается и завершается разрушение волн ($d_f = 2 h_d$).

2.2. Расчет высоты бермы

Для расчета отметки бермы $H_{бр}$ (рис. 9) в задании к курсовому проекту приведены следующие параметры:

- высота волны $h_{d-1\%}$ м;
- средняя длина волны $\overline{\lambda_d}$;
- скорость ветра на высоте 10 м V_ω , м/с;
- угол между продольной осью водоема и направлением ветра, β_w , град;
- длина разгона волны L , м;
- глубина воды при расчётном уровне (глубина до дна у подошвы насыпи) d_f , м ($d_f = H_{cm}$)
- высота подпора воды $h_{подп}$, м;
- диаметр частиц грунта насыпи, меньше которых по весу 50%
- $d_{50-ф}$, мм;
- расчетный коэффициент $\Phi_{0-табл.}$

Формула для расчета величины отметки бермы $H_{бр}$ следующая:

$$H_{бр} = d_f + d_{ноон} + \Delta h_{сет} + h_{run} + a \quad (14)$$

где d_f – глубина под подошвой насыпи;

$d_{ноон}$ – высота подпора воды, возникающего из-за стеснения живого сечения реки искусственным сооружением;

$\Delta h_{сет}$ – высота ветрового нагона воды, м;

h_{run} – высота наката на откос, обеспеченностью 1% по накату;

a – конструктивный запас, м ($a = 0,25$ м).

Высота ветрового нагона воды $\Delta h_{сет}$:

$$\Delta h_{сет} = \frac{K_w \cdot L \cdot V_\omega^2 \cdot \cos \beta_\omega}{g \cdot (d_L + \Delta h_{сет})}, \quad (15)$$

где K_w – коэффициент, зависящий от скорости ветра ($K_w = 2,1 \cdot 10^{-6}$)

d_L – средняя глубина воды на длине ветрового разгона; принимаем за статический уровень воды ($d_L = H_{cm} = d_f$), м.

L – длина разгона воды, м;

V_o^2 – скорость ветра на высоте 10 м, м/с;

β_o – угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град.

Величина Δh_{set} находится подбором. Первоначально принимаем в правой части формулы (15) $\Delta h_{set}=0$. Тогда получаем величину и снова подставляем ее в формулу (15). При совпадении правой и левой частей выбор сделан правильно.

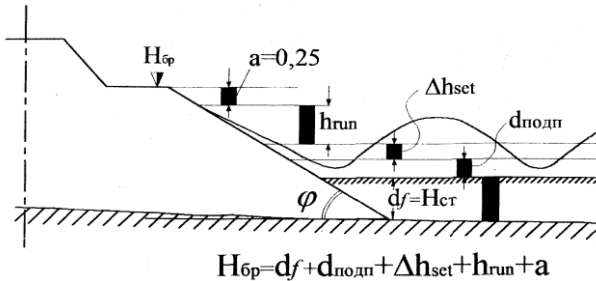


Рис. 9. Схема к определению отметки бермы

Высота наката на откос волны равна:

$$h_{run} = K_r \cdot u K_p \cdot K_{sp} \cdot K_{run} \cdot h_d \cdot K_\beta, \quad (16)$$

где $K_r, u K_p$ – коэффициенты, учитывающие шероховатость и проницаемость покрытия. Для железобетонных плит $K_r, u K_p$ соответственно 1 и 0,9;

K_{sp} – коэффициент, зависящий от крутизны поверхности наката ($K_{sp} = 1,25$);

K_{run} – коэффициент, зависящий от крутизны поверхности наката и пологости волны (по заданию и в табл. 4)

Таблица 4

Коэффициент высоты наката на откос K_{run}

Пологости волны	Коэффициент K_{run} при $\text{ctg } a$			
	1,5	2,0	2,5	3,0
$\bar{\lambda}_d / h_d = 10$	2,45	1,9	1,55	1,3
$\bar{\lambda}_d / h_d = 15$	2,65	2,4	2,00	1,6
$\bar{\lambda}_d / h_d = 20$	2,5	2,6	2,3	1,9
$\bar{\lambda}_d / h_d = 30$	2,5	2,6	2,5	2,35

K_β – коэффициент, учитывающий изменение высоты наката в зависимости от угла подхода фронта волны к сооружению (по табл. 5).

Таблица 5

Коэффициент изменения высоты наката от угла K_β

β , град	0	10	20	30	40	50	60 и более
K_β	1,0	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

2.3. Расчет укрепления откоса бермы и обратного фильтра

Тип укрепления откоса выбирается, исходя из определенных выше параметров волнового воздействия и высоты бермы. В настоящее время применяют следующие технологически проверенные типы защитных устройств: плитное укрепление, каменные наброски, габионные структуры. Окончательный выбор типа укреплений зависит от технико-экономического сравнения вариантов и технических возможностей строительной организации.

В расчетной работе рассматривается укрепление откосов бермы железобетонными плитами. Необходимая толщина плит δ определяется, исходя из требования обеспечения плиты от всплытия (из-за противодавления), сдвига и опрокидывания расчетной волной.

$$\delta = \frac{0,07 \cdot K_\beta \cdot \eta_{nl} \cdot h_{d-1\%} \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda_d}{B}}}{\left(\frac{\gamma_{nl}}{\gamma_6} - 1\right)} \cdot \sqrt{\frac{m^2 + 1}{m}}, \quad (17)$$

где K_β – коэффициент запаса, принимаемый по категории дороги, $K_\beta = 1,3; 1,1; 1,15; 1,10$ соответственно для I, II, III и IV-V категорий;

η_{nl} – коэффициент, учитывающий тип покрытия; для сборных железобетонных плит $\eta_{nl} = 1,1$;

$h_{d-1\%}$ – высота волны, м;

B – размер плиты, м ($B=2,5$ м);

γ_{nl} – удельный вес плиты, кН/м^3 ($\gamma_{nl} = 24 \text{ кН/м}^3$);

γ_6 – удельный вес воды кН/м^3 ($\gamma_6 = 9,81 \text{ кН/м}^3$);

m – показатель заложения откоса ($m=2$).

Если полученная толщина является недостаточной, принимаем δ , исходя из условий минимально допустимой толщины конструкции.

При укладке плит, необходимо производить их объединение в ковер (рис. 10).

Для предотвращения механической суффозии (выноса) частиц грунта насыпи при эксфильтрации воды и вымывания частиц фильтра из-под железобетонного покрытия проектируют однослойный обратный фильтр. Диаметр частиц фильтра, меньше которых по весу 50%, должен удовлетворять условию: для железобетонных плит $d_{50-\phi} > 2b$, где b – ширина открытого шва между плитами ($b = 0,01$ м).

Тогда $d_{50-\phi} = 2 \cdot 0,01 = 0,02$ м. сравниваем с диаметром частиц грунта откоса из задания.

Толщина однослойного фильтра:

$$t_o = 10,94 \cdot d_{50-\phi} \cdot \lg(\varphi_o \cdot \xi_{\phi-z}), \quad (18)$$

где $\xi_{\phi-z}$ – коэффициент междуслойности ($\xi_{\phi-z} = 181,82$).

Значение φ_o определяется в зависимости от величины заложения откоса m и расчетной высоты волны h_d . При пологости менее 15 расчет ведется по формуле:

$$\varphi_o = \varphi_{o-таб} - 0,0025 \cdot (15 - \overline{\lambda_d} / h_d), \quad (19)$$

$\varphi_{o-таб}$ – по значениям высоты волны $h_{d-1\%}$ и заложения откоса m (табл. 6).

Таблица 6

Коэффициент $\varphi_{o-таб}$

Заложение откоса, m	Высота волны $h_{d-1\%}$				
	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00
2	0,1250	0,1825	0,2625	0,3228	0,3733
3	0,0973	0,1458	0,2083	0,2550	0,2892
4	0,0783	0,1125	0,1583	0,1758	0,2167
5	0,0583	0,0833	0,1146	0,1675	0,1563

Для промежуточных значений $h_{d-1\%}$ значение $\varphi_{o-таб}$ 1 определяется путем интерполяции данных табл. 7.

Толщина однослойного обратного фильтра для сборных железобетонных плит с открытыми швами должна удовлетворять условиям:

$$t_o > 0,35 \text{ м.}$$

$$t_o > 10 d_{50-\phi} = 10 \cdot 0,02 = 0,20 \text{ м.}$$

Проводим проверку, сравнивая со значением из формулы (18). Если условие не выполняется, следует принимать толщину обратного фильтра равной минимально допустимой величине.

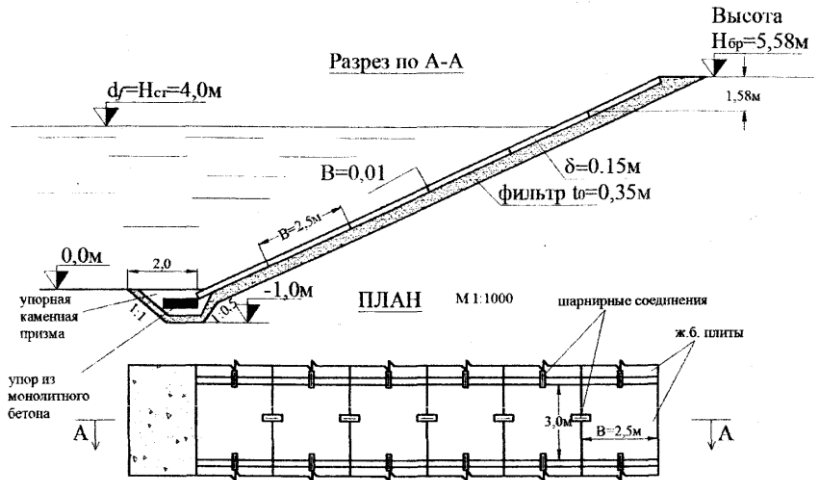


Рис. 10. Общая схема укрепления бермы железобетонными плитами индустриального изготовления

3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ПОЙМЕННОЙ НАСЫПИ

3.1. Зоны по состоянию грунта

При оценке устойчивости пойменной насыпи принята расчетная модель, когда водопроницаемый грунт насыпи после длительного подъема и стояния воды в пойме оказывается насыщенным водой до отметки наивысшего уровня воды (НУВ). Предполагается, что при начале спада паводка вода из поймы уходит внезапно и это приводит к эксфильтрации пойменной воды из грунта насыпи под воздействием сил гравитации. Верхний уровень зоны полного водонасыщения очерчивается кривой депрессии. Над этой зоной размещается зона сплошного капиллярного насыщения. Общий вид расчетной модели показан на рис. 11.

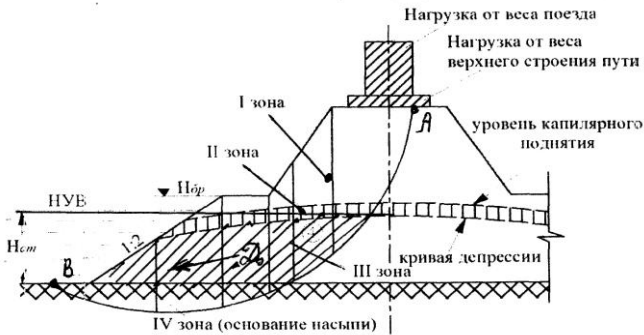


Рис. 11. Общая схема расчетной модели пойменной насыпи

В результате подтопления водой насыпь по высоте подразделяется на следующие зоны:

- Зона I – грунт в природном состоянии при естественной влажности;
- Зона II – полное водонасыщение грунта (зона капиллярного поднятия);
- Зона III – полное водонасыщение грунта (зона гравитационных вод);
- Зона VI – грунт основания насыпи; эта зона существует в расчетной схеме, если кривая возможного смещения откоса захватывает основание насыпи.

3.2. Влияние воды в расчетной модели

Влияние воды в расчетной модели пойменной насыпи проявляется следующим образом:

- Изменяется удельный вес грунта;
- Снижаются силы сопротивления сдвигу;
- Возникают фильтрационные силы или гидродинамическое давление.

Удельный вес грунта. В зоне I удельный вес грунта находится в природном состоянии γ'_{np} .

В зоне II вода является дополнительной нагрузкой, что приводит к увеличению удельного веса грунта по сравнению с естественной влажностью.

В зоне III при водопроницаемом основании насыпи (грунт-супесь) имеет место противодействие, и вода оказывает взвешивающее действие. Удельный вес грунта уменьшается. При водонепроницаемом основании насыпи (грунт-суглинок) вода является дополнительной нагрузкой, и удельный вес грунта увеличивается.

В зоне VI грунт основания насыпи присутствует в расчетной модели только в случае, если кривая смещения откоса ее захватывает. Тогда при водопроницаемом грунте (супесь) возникает противодействие.

Вода оказывает взвешивающее действие, и удельный вес грунта основания (из задания) уменьшается. При водонепроницаемом грунте основания (суглинок) удельный вес принимается при естественной влажности грунта (из задания).

Формулы для определения веса грунта в различных зонах приведены в табл. 8.

Для расчета коэффициента пористости грунта основания $e_{оч}$ (зона VI) строится компрессионная кривая (по данным задания), по которой по величине суммарных напряжений на уровне основания насыпи σ_i определяется величина $e_{оч}$ (форм. 25, 26 в табл. 7).

Сдвиговые характеристики грунта. При заполнении пор грунта водой происходит снижение сопротивления его сдвигу. На основании экспериментальных данных принимаются для II и III зон грунта следующие соотношения:

$$\left. \begin{aligned} C_{set} &= 0,50C_{np} \\ \varphi_{set} &= 0,75\varphi_{np} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

где C_{set} и φ_{set} – соответственно величина удельного сцепления и угла внутреннего трения при влажности полного водонасыщения W_{set} .

C_{np} и φ_{np} – те же величины для грунта в природном состоянии (из задания).

Таблица 7

Определение удельного веса грунта в различных зонах

Зона	Формула для определения удельного веса	Площадь отсека	Примечание
I – грунт природной влажности	$\gamma_{np} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{np}} (1 + w) \quad (21)$	ω_{np}^I	$\bar{\gamma}_{np} = \frac{\gamma_o + \gamma_1 + \gamma_2}{3}$
II – сплошное капиллярное насыщение	$\gamma_{бр} = \frac{\gamma_s + e_{np} \cdot \gamma_e}{1 + e_{np}} \quad (22)$	$\omega_{бр}^{II}$	Вода является дополнительной нагрузкой
III – полное насыщение водой γ_s - удельный вес частиц грунта; γ_s - удельный вес воды.	1 случай – водопроницаемое основание (супесь) $\gamma_{эзв} = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1 + e_{np}} \quad (23)$	$\omega_{эзв}^{III}$	Имеет место противодавление, вода оказывает взвешивающее действие
	2 случай – водонепроницаемое основание (суглинок) $\gamma_{эзв} = \frac{\gamma_s + e_{np} \cdot \gamma_e}{1 + e_{np}} \quad (24)$	$\omega_{бр}^{III}$	Вода является дополнительной нагрузкой
IV – грунт основания насыщенные водой $\gamma_{s-осн}$ - удельный вес частиц грунта основания; $e_{осн}$ - коэффициент пористости грунта основания	1 случай – водопроницаемый грунт (супесь) $\gamma_{осн-эзв} = \frac{\gamma_{s-осн} - \gamma_e}{1 + e_{осн}} \quad (25)$	$\omega_{осн-эзв}^{VI}$	Имеет место противодавление, вода оказывает взвешивающее действие
	2 случай – водонепроницаемый грунт (суглинок) $\gamma_{осн-np} = \frac{\gamma_{s-осн}}{1 + e_{np}} (1 + w_{осн}) \quad (26)$	$\omega_{осн-np}^{VI}$	Принимается, как при естественной влажности

Гидродинамические силы. Возникают при выходе воды из насыпи, которая создает давление на частицы грунта. Эти силы возникают:

- в период спада воды из насыпи в сторону откосов;
- при большой разнице горизонтов воды по обе стороны насыпи, когда возникает гидродинамическая сила, направленная в сторону низового откоса.

Гидродинамическая сила D_o приближенно определяется для всего блока обрушения откосов в пределах III зоны гравитационных вод:

$$D_o = \bar{J}_o \cdot \gamma_e \cdot \Omega_n \quad (21)$$

где $\Omega_n = \sum_1^n w_i^{III}$, т.е. сумме площадей отдельных отсеков w_i зоны III насыпи;

\bar{J}_o – средний уклон кривой депрессии (из задания);

γ_s – удельный вес воды.

Гидродинамическая сила считается сдвигающей, и при определении коэффициента устойчивости насыпи ее вносят в знаменатель расчетной формулы.

3.3. Учет внешних нагрузок

В расчетной модели пойменной насыпи учитываются нагрузки от веса ВСП σ_{BC} и от подвижного состава σ_D , которые заменяются соответствующими столбами грунта:

$$\left. \begin{aligned} z_{BC} &= \frac{\sigma_{BC}}{\gamma_{np}} \\ z_D &= \frac{\sigma_D}{\gamma_{np}} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

где $\bar{\gamma}_{np}$ – средний удельный вес грунта для зоны I (из I задания для точек 0, 1, 2).

Нагрузка от подвижного состава состоит из двух частей: первая – нагрузки, непосредственно действующие на основную площадку, за которую принимается предельно допустимая нагрузка [σ_{0-p}] = 80 кПа. Предполагается, что эта величина учитывает динамику подвижного состава на уровне основной площадки.

Вторая часть поезда нагрузки связана с динамическим состоянием грунта тела насыпи, которое зависит от:

- инерционных сил колеблющихся масс грунта;
- диссипативных сил, т.е. сил сопротивления;
- снижения сопротивления грунта сдвигу.

В существующих расчетах устойчивости насыпей динамическое состояние насыпи учитывается дополнительной статической нагрузкой на уровне основной площадки через интегральный коэффициент J. По мнению Т.Г. Яковлевой, этот коэффициент учитывает сложное динамическое состояние тела насыпи под воздействием подвижного состава.

Тогда величина поездной нагрузки с учетом динамического состояния насыпи равна:

$$\sigma_{\text{поц}} = \sigma_{\text{д}} \cdot J \quad (23)$$

При высоте насыпи >12 метров принято при различном состоянии грунта и прочном основании насыпи: для супесей $J = 1,60 - 1,80$; для суглинков $J = 1,45 - 1,75$. В РГР для всех видов грунтов приближенно принимается $J = 1,75$.

Для построения нагрузок на поперечном сечении насыпи их переводят, как было показано выше, в фиктивные столбы грунта в соответствии с формулами 28.

3.4. Определение коэффициента устойчивости

Коэффициент устойчивости насыпи $K_{\text{уст}}$ представляет собой отношение моментов сил $M_{\text{уд}}$, удерживающих откос от смещения, к моменту сил $M_{\text{сдв}}$, сдвигающих:

$$K_{\text{уст}} = \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{сдв}}} \quad (24)$$

Моменты берутся относительно возможного смещения. Очевидно, что для устойчивых откосов $K_{\text{уст}} > 1$, поскольку $M_{\text{уд}} > M_{\text{сдв}}$. При $K_{\text{уст}} = 1$ откос насыпи находится в предельном состоянии. Расчеты $K_{\text{уст}}$ выполняют с использованием графоаналитического метода. Для определения $K_{\text{уст}}$ массив грунта, ограниченный кривой возможного смещения, разбивается на отсеки вертикальными линиями по следующим признакам:

- по характерным точкам поперечного профиля;
- по границам нагрузок;
- по зонам (состоянию грунта);
- по вертикальным сечениям через 4-5 м (в масштабе чертежа).

В каждом отсеке определяют площади ω_i и удельный вес грунта γ_i для различных зон, и суммарный вес Q_i отсека:

$$Q_i = \omega_i \cdot \gamma_i \quad (25)$$

Величины ω_i и γ_i зависят от расположения отсека в той или иной зоне откоса пойменной насыпи. Так, при расположении отсека только в зоне I, его площадь равна ω_{np}^I , а удельный вес γ_{np}^I определяется, как

средняя величина из трех расчетных точек в теле насыпи: 0, 1 и 2. Общий вес отсека для первой зоны равен $Q_I = w_{np}^I \cdot \gamma_{np}^I$.

При расположении отсека в I и II зонах, общий вес отсека складывается из веса грунта в природном состоянии $Q_I = w_{np}^I \cdot \gamma_{np}^I$ и веса в зоне сплошного капиллярного насыщения $Q_{II} = w_{\sigma p}^{II} \cdot \gamma_{\sigma p}^{II}$. Площади каждой зоны в отсеках определяются графически с чертежа, а удельный вес по формулам табл. 8.

Вес каждого отсека в виде вертикального вектора на кривой возможного смещения откоса раскладывается на нормальную N_i и касательную (тангенциальную) составляющую T_i . При этом

$$\left. \begin{aligned} N_i &= Q_i \cdot \cos \beta \\ T_i &= Q_i \cdot \sin \beta \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

Очевидно, что T_i вызывает смещение отсека, а N_i порождает силу трения F_i / сила трения относится к числу сил, удерживающих грунт от смещения:

$$F_i = f \cdot N_i, \quad (27)$$

где f – коэффициент внутреннего трения грунта, который находится из выражения $f = tg \varphi$, где φ – угол внутреннего трения грунта (из задания).

К числу сил, препятствующих смещению откоса насыпи относятся также силы сцепления C_i , где C – удельное сцепление; l – длина кривой смещения отсека.

В расчетной схеме может присутствовать часть отсеков, которая расположена на кривой, имеющей обратную крутизну (рис. 11). В этих отсеках возникает тангенциальная сила, удерживающая грунтовый массив от смещения – $T_{уд.i}$.

После преобразования выражения (30) окончательная формула для расчета следующая:

$$K_{уст} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (f_i \cdot N_i + C_i \cdot l_i + T_{уд.i})}{\sum_{i=1}^{i=n} T_{сов.i} - D_o} \quad (28)$$

Подсчитанные по форм. (34) коэффициенты устойчивости насыпи сравнивают с величинами допускаемых коэффициентов устойчивости $[K_{уст}]$, которые дифференцированы по различным условиям и регламентируются требованиями СТН Ц-01-95:

$$\left[K_{уст} = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc}}{\gamma_c} \right], \quad (29)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения (коэффициент ответственности сооружения); для скоростных и особогрузонапряженных линий $\gamma_n = 1,25$, для линий I и II категорий - $\gamma_n = 1,20$, III- $\gamma_n = 1,15$, IV- $\gamma_n = 1,10$;

γ_{fc} – коэффициент сочетания нагрузок, учитывающий уменьшение вероятности одновременного появления расчетных нагрузок; при основном сочетании $\gamma_{fc} = 1,00$, при особом (сейсмика) $\gamma_{fc} = 0,90$, для времени строительного периода $\gamma_{fc} = 0,95$;

γ_c – коэффициент условий работы; при использовании методов расчета, удовлетворяющих условиям равновесия, $\gamma_c = 1,00$, при использовании упрощенных методов $\gamma_c = 0,95$.

4. РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ НАСЫПИ

4.1. Методика расчета

При индивидуальном проектировании насыпей, осадки их оснований должны прогнозироваться с целью обеспечения нормальной работы насыпей в эксплуатационных условиях. Возможные осадки оснований насыпей могут быть учтены двумя способами. По первому способу запас осадки закладывается за счет увеличения высоты основной площадки (рис. 12). По второму способу предусматриваются ежегодные (пока осадки основания полностью не реализуются) подъемки пути на балласт на суммарную величину S_{o-o} . В этом случае необходимо заранее, при сооружении насыпи, уширить основную площадку, как это показано на рис. 12. Этот способ применяется в случаях, когда насыпь сооружается на подходах к большому мосту, или когда запас по высоте насыпи невозможно реализовать на электрифицированных линиях из-за наличия контактного провода.

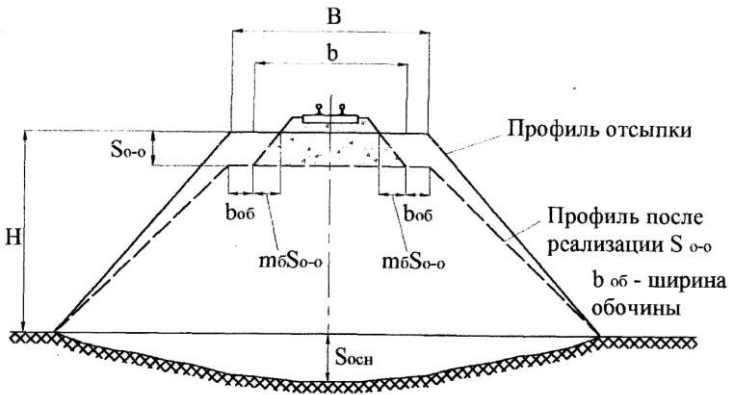


Рис. 12. Схема к определению требуемого уширения основной площадки

По первому способу

$$S_{o-o} = S_o + S_{нас}, \quad (30)$$

где S_o — осадка основной площадки насыпи из-за осадки (сжатия) основания, м;

$S_{нас}$ — осадка насыпи из-за недоуплотнения ее грунтов в процессе строительства, м;

Осадка S_o равна:

$$S_o = (1 - \alpha)S_{нас} - i \cdot H, \quad (31)$$

где α – доля осадки основания, реализуемая в процессе строительства насыпи (из задания);

i – коэффициент погашения осадки основания в теле насыпи, принимается для насыпей из связных грунтов $i = 0,001$;

H – высота насыпи (из задания), м.

Величина $S_{нас}$ в формуле (30) в зависимости от рода грунта и достигнутого минимального коэффициента уплотнения k изменяется от 0,5 до 3%, т.е. $S_{нас} = (0,005 - 0,030) \cdot H$.

По второму способу величина уширения обочины с одной стороны насыпи равна:

$$b_{об} = m_{\sigma} \cdot S_{o-o} > 0,5 \text{ м}, \quad (32)$$

где m_{σ} – показатель крутизны откоса балластной призмы (принимается $m_{\sigma} = 1,5$).

Тогда проектная ширина основной площадки определяется:

$$b_{np} = B + 2 \cdot m_{\sigma} \cdot S_{o-o} \quad (33)$$

Из вышеизложенного следует, что для оценки величины S_{o-o} необходимо выполнять расчеты по определению ожидаемых осадок основания $S_{осн}$. Для этого применяют известный метод послойного суммирования осадок. Сущность этого метода заключается в следующем.

1. Основание насыпи по глубине делится на ряд слоев горизонтальными плоскостями произвольно при однородном грунте, или в соответствии с литологическим строением, при разнородных грунтах. Решается плоская двумерная задача.

2. Основание насыпи считается загруженным эпюрой вертикальных составляющих нормальных напряжений, действующих на расчетную горизонтальную плоскость, заменяющую реальное основание. Нагрузка считается статической и постоянной.

3. Осадка слоя Δh_i в любом вертикальном сечении основания под воздействием нагрузки σ_i , определяется по формуле:

$$\Delta h_i = \frac{(\bar{e}_{np-i} - \bar{e}_{o-i})}{1 + \bar{e}_{np-i}} \cdot h_i, \quad (34)$$

где \bar{e}_{np-i} – средние величины коэффициентов пористости i -того слоя грунта основания в природном состоянии (до сооружения насыпи);

\bar{e}_{o-i} – средние величины коэффициентов пористости грунта, полученные расчетом (после сооружения насыпи и реализации осадки);

h_i – толщина слоя грунта, м.

Суммарную осадку слоев грунта для данного сечения насыпи находим как сумму осадок:

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta h_i = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(\bar{e}_{np-i} - \bar{e}_{o-i})}{1 + \bar{e}_{np-i}} \cdot h_i, \quad (35)$$

где n – количество слоев.

4. Осадка основания насыпи на произвольно выбранном расчетном уровне может закончиться ниже или выше этого уровня. Поэтому полная искомая осадка основания:

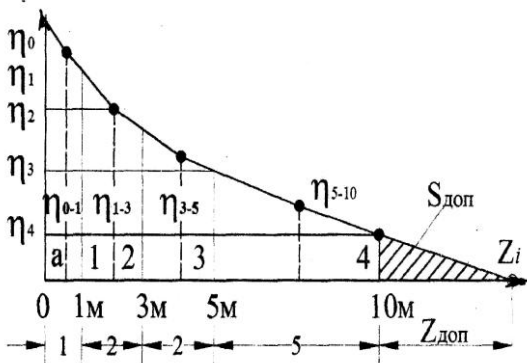
$$S_{очн} = S \pm S_{доп}, \quad (36)$$

где $S_{доп}$ – дополнительная осадка толщи основания, реализуемая ниже или не реализуемая выше уровня z_i , м.

Для ее определения вводится понятие относительной осадки слоя грунта η_i :

$$\eta_i = \frac{\Delta h_i}{h_i} = \frac{(\bar{e}_{np-i} - \bar{e}_{o-i})}{1 + \bar{e}_{np-i}} \quad (37)$$

Или абсолютная осадка i -того слоя:



$$\Delta h_i = \eta_i \cdot h_i \quad (38)$$

Рис. 13. Эюра относительных осадок η_i в зависимости от глубины z_i в основании насыпи

5. Строится эпюра относительных осадок в зависимости от глубины z_i и определяется величина дополнительной осадки основания насыпи, как площадь треугольника (рис. 13):

$$S_{доп} = \frac{1}{2} \cdot \eta_i \cdot z_{доп} \quad (39)$$

Величина $z_{доп}$ определяется графически на пересечении зависимости с горизонтальной осью z_i .

6. При расчете осадок основания насыпи $S_{осн}$ по формулам (34) и (35) текущие величины коэффициентов пористости $e_{np-i} - e_{o-i}$ находятся по ветви уплотнения компрессионной кривой грунта основания (исходные данные - из задания) по действующим в расчетных точках напряжениям (рис. 14). При этом природный коэффициент пористости e_{np-i} определяется по напряжениям от собственного веса грунта основания, а расчетный коэффициент пористости e_{o-i} определяется от суммарной нагрузки

$$\sigma_o = \sigma_n + \sigma_{\gamma-осн}, \quad (40)$$

где σ_i – нагрузка от насыпи на основание.

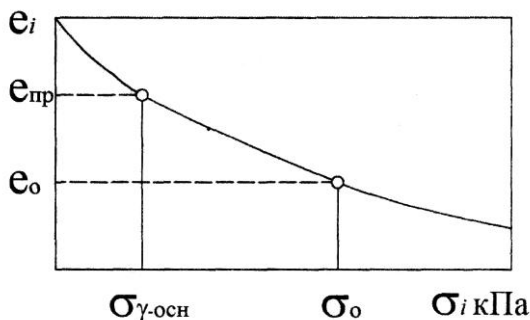


Рис. 14. Компрессионная кривая грунта основания

При расчете ожидаемых осадок основания насыпи вводятся следующие допущения:

- осадки определяются для насыпи, находящейся в неподтопляемом состоянии;
- в качестве расчетного сечения принимается ось насыпи, относительно которой поперечное сечение насыпи является симметричным;
- грунт основания насыпи является однородным на значительную

глубину;

- поперечным уклоном поверхности земли (косогорностью основания) можно пренебречь из-за его малости.

Расчёт выполняется в следующей последовательности (рис. 15).

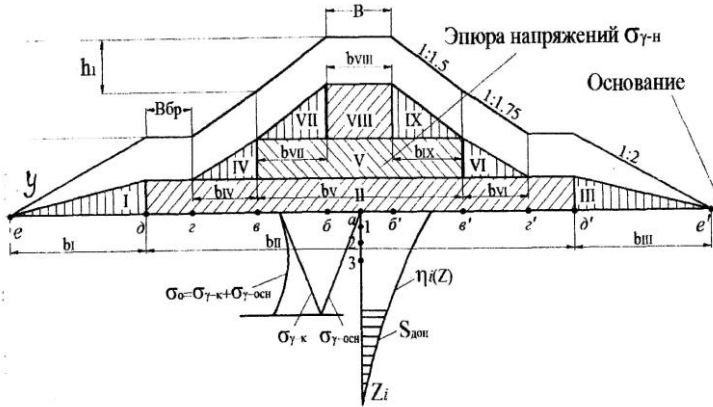


Рис. 15. Схема к определению осадки основания насыпи

1. Определяются вертикальные напряжения σ_i на границе контакта насыпи с основанием. Как было показано в первой части настоящих методических указаний, на этом уровне динамические напряжения от воздействия подвижного состава отсутствуют. Напряжения от веса верхнего строения пути σ_{ac} при индивидуальном проектировании насыпей высотой $H > 12$ м составляют меньше 2% от напряжений от собственного веса грунта σ_γ на этом же уровне. Поэтому на контакте высокой насыпи с основанием необходимо учитывать только напряжения от собственного веса грунта насыпи, т.е. $\sigma_n = \sigma_{\gamma-n}$.

При этом расчет для однопутной и двухпутной насыпей выполняется по одинаковой методике; различие состоит только в размерах ширины основной площадки В.

2. Напряжения от собственного веса грунта насыпи $\sigma_{\gamma-n}$ определяются по оси насыпи и на границе перелома поперечного сечения в следующих точках основания (рис. 15):

Расчет выполняется в следующей последовательности

– точки а, б, б'
$$\sigma_i = H \cdot \gamma_{cp} \quad (41)$$

– точки в и в'
$$\sigma_i = (H - h_1) \cdot \gamma_{cp} \quad (42)$$

$$- \text{ точки } г, г', д \text{ и } д' \quad \sigma_i = H_{\text{бр}} \cdot \gamma_{\text{гр}} \quad (43)$$

$$- \text{ точки } е \text{ и } е' \quad \sigma_i = 0 \quad (44)$$

где H – высота насыпи (из задания); $h_1=6,0$ м – верхняя часть насыпи с уклоном 1 : m_1 , где $m_1=1,5$ (в соответствии с СТН-Ц-01-95);

$H_{\text{бр}}$ – высота отметки бермы, м (определяется расчетом во второй части м.у.);

$\gamma_{\text{гр}}$ – средний удельный вес грунта в кН/м^3 , равен

$$\gamma_{\text{гр}} = \frac{\gamma_0 + \gamma_1 + \gamma_2}{3}, \quad (45)$$

где $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2$ – значение удельного веса грунта соответственно на основной площадке, в середине и в основании насыпи (определяется в первой части методических указаний). По расчетным данным строится эпюра напряжений на уровне основания насыпи $\sigma_{\gamma-i}$.

3. Эпюра напряжений от веса насыпи рассматривается как нагрузка на основание. Для удобства расчетов эпюра сложной конфигурации делится на элементарные нагрузки прямоугольной и треугольной форм. Для высокой насыпи (см. рис. 15), как правило, выделяется 9 таких нагрузок: 3 - прямоугольных и 6 - треугольных. Ширина b_i и интенсивность этих нагрузок σ определяются по формулам, которые вытекают из рис. 15.

Треугольные нагрузки I и III:

$$\left. \begin{aligned} b_I = b_{III} &= H_{\text{бр}} \cdot m_{\text{бр}} \\ \sigma_{0-I} = \sigma_{0-III} &= H_{\text{бр}} \cdot \gamma_{\text{гр}} \end{aligned} \right\} \quad (46)$$

где $H_{\text{бр}}$ – высота бермы, м;

$m_{\text{бр}} - 2$;

$\gamma_{\text{гр}}$ – средний удельный вес грунта насыпи, кН/м^3 .

Прямоугольная нагрузка II:

$$\left. \begin{aligned} b_{II} &= B + 2 \left[h_1 \cdot m_1 + (H - h_1 - H_{\text{бр}}) m_2 + B \right] \\ \sigma_{0-II} &= H_{\text{бр}} \cdot \gamma_{\text{гр}} \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

где B – ширина основной площадки, м;

$B_{\text{бр}} - 4$;

H – высота насыпи, м.

Треугольные нагрузки IV и VI:

$$\left. \begin{aligned} b_{VI} = b_{IV} &= (H - h_1 - H_{\text{бр}}) \cdot m_2 \\ \sigma_{0-VI} = \sigma_{0-IV} &= (H - h_1 - H_{\text{бр}}) \cdot \gamma_{\text{гр}} \end{aligned} \right\} \quad (48)$$

Прямоугольная нагрузка V:

$$\left. \begin{aligned} b_V &= B + 2h_1 \cdot m_1 \\ \sigma_{0-V} &= (H - h_1 - H_{\text{оп}}) \cdot \gamma_{\text{cp}} \end{aligned} \right\} \quad (49)$$

Треугольные нагрузки VII и IX:

$$\left. \begin{aligned} b_{VII} &= b_{IX} = h_1 \cdot m_1 \\ \sigma_{0-VII} &= \sigma_{0-IX} = h_1 \cdot \gamma_{\text{cp}} \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

Прямоугольная нагрузка VIII:

$$\left. \begin{aligned} b_{VIII} &= B \\ \sigma_{0-VIII} &= h_1 \cdot \gamma_{\text{cp}} \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

4. От каждой элементарной нагрузки определяются напряжения в основании насыпи:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{z-i} &= \sigma_{0-i} I_{z-i} \\ I_{z-i} &= f\left(\frac{y_i}{b_i}, \frac{z_i}{b_i}\right) \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

Здесь σ_{0-i} – интенсивность i -той элементарной нагрузки, на поверхности основания насыпи, кПа;

I_{z-i} – безмерный коэффициент рассеяния напряжений по глубине основания насыпи;

y_i, z_i – координаты расчетной точки в основании насыпи относительно ее оси.

5. В качестве расчетного сечения принимаются оси однопутной или двухпутной насыпей, в которых напряжения определяются суммированием от воздействия всех элементарных нагрузок на следующих горизонтах z_i : точка 0 ($z_0=0$); точка 1 ($z_1=1$ м); точка 2 ($z_2=3$ м); точка 3 ($z_3=5$ м); точка 4 ($z_4=10$ м).

Значения коэффициентов I_{z-i} приведены для прямоугольных нагрузок в табл. 8, для треугольных - в табл. 9.

Таблица 8

Значение I_{z-i} для прямоугольной нагрузки при y_i/b_i

y_i/b_i	0,00	0,05	0,10	0,15	0,25	0,35	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,050	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000
0,100	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,010	0,003	0,000	0,000
0,150	0,993	0,993	0,987	0,985	0,966	0,910	0,498	0,030	0,005	0,001	0,000
0,250	0,960	0,960	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,090	0,019	0,002	0,001
0,350	0,960	0,905	0,900	0,887	0,830	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004
0,500	0,822	0,820	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005
0,750	0,670	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,050	0,015
1,000	0,540	0,540	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029
1,500	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059
2,000	0,306	0,305	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083
2,500	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,140	0,094
3,000	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,200	0,200	0,200	0,170	0,140	0,100
4,000	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,150	0,150	0,150	0,150	0,130	0,100
5,000	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130	0,120	0,120	0,120	0,120	0,110	0,090
6,000	0,110	0,110	0,110	0,110	0,110	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,090

Таблица 9

Значение I_{z-i} для треугольной нагрузки при y_i/b_i

y_i/b_i	-1,5	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,255	0,500	0,500	1,000	0,000	0,000	0,000
0,250	-	-	0,001	0,075	0,256	0,480	0,480	0,324	0,015	0,003	-
0,500	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,410	0,353	0,056	0,017	0,003
0,750	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,335	0,293	0,108	0,024	0,009
1,000	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,275	0,241	0,129	0,045	0,013
1,500	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,200	0,185	0,124	0,062	0,041
2,000	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,155	0,153	0,108	0,069	0,050
3,000	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,104	0,104	0,090	0,071	0,050
4,000	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,085	0,075	0,073	0,060	0,049
5,000	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6,000	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Координаты y_i для элементарных нагрузок определяются по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} y_I &= y_{III} = \frac{b_{II}}{2 + b_I} \\ y_{II} &= 0 \\ y_{IV} &= y_{VI} = \frac{b_V}{2 + b_{IV}} \\ y_V &= 0 \\ y_{VII} &= y_{IX} = \frac{b_{VIII}}{2 + b_{VII}} \\ y_{VIII} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (53)$$

где b_j – ширина элементарных нагрузок из формул (46-51). Для удобства расчетов результаты представляются в табличной форме.

6. Определяются напряжения в расчетном сечении на горизонтах z_i от собственного веса грунта основания в природном состоянии. Для этого необходимо знать значения коэффициента пористости в природном состоянии $e_{пр-i}$, которые находятся по ветви нагрузки компрессионной кривой и величине напряжений от собственного веса грунта основания в данной точке:

$$\sigma_{\gamma-осн} = \gamma_{осн} \cdot z_i \quad (54)$$

Определение $e_{пр-i}$ ведется методом последовательного приближения, как это было показано в первой части методических указаний при расчете требуемой плотности грунта насыпи.

7. По суммарным значениям напряжений σ_0 , определяемым по формуле (46), находится по компрессионной кривой грунта основания коэффициент пористости e_{0-i} и рассчитываются удельный вес и плотности грунта основания после сооружения насыпи. Строятся графики изменения по глубине основания насыпи: напряжений от воздействия $\sigma_{\gamma-n}, \sigma_{\gamma-осн}, \sigma_0$; коэффициентов пористости $e_{пр-i}, e_{0-i}$, удельного веса $\gamma_{пр-i}, \gamma_{0-i}$ и плотности грунта $\rho_{пр-i}, \rho_{0-i}$.

8. Определяются осадки основания насыпи $S_{осн}$, основной площадки S_{0-0} , величина уширения обочин $2 \cdot b_{об}$ и проектная ширина основной площадки насыпи по приведенным ранее формулам.

5. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ НАГОРНОЙ КАНАВЫ

5.1. Методика расчета

При проектировании канав необходимо выполнять следующие условия:

1. Канавы должны пропускать весь расчетный расход воды без переполнения. Чтобы канава не переполнялась, ее сечению придается запас по глубине не менее 0,20 м.

2. Строительные расходы должны быть минимальными.

3. Эксплуатационные расходы (содержание и ремонт) должны быть минимальными.

Для выполнения этих условий необходимо чтобы:

$$\begin{aligned} V &\leq V_{разм}, \\ V &\geq V_{заил}, \end{aligned} \quad (55)$$

где $V_{разм}$, $V_{заил}$ – допускаемые скорости воды в канаве соответственно по условиям размыва и заиливания.

Значение $V_{разм}$ зависит от рода грунта (если канава без крепления) или от типа крепления канавы, а также от глубины воды в ней.

Принимаются значения $V_{заил} = 0,25$ м/с при илистых и $V_{заил} = 0,05$ м/с - при мелкопесчаных взвесах. С этой точки зрения минимальные уклоны дна канав должны быть $i_{min} > 0,003$, а в затруднительных случаях $i_{min} > 0,002$.

Проектирование канав ведется по участкам при соблюдении рассмотренных выше требований. При их выполнении для каждого участка расчетом подбирается такое сечение канавы и такой уклон дна, при которых фактический расход воды $Q_{ф}$ отличался бы от расчетного Q_p не более, чем на 5%.

Определение Q_p выполняется по зависимостям, описывающим движение воды в открытых руслах следующими формулами:

$$Q_p = \omega \cdot V, V = C \sqrt{R_i},$$

$$C = \frac{1}{n} R^y, R = \frac{\omega}{\chi}, \quad (56)$$

$$y = 1,5\sqrt{n} \text{ при } R \leq 1\text{м}, \quad y = 1,3\sqrt{n} \text{ при } R \geq 1\text{м},$$

где ω – площадь "живого сечения", м²;

V – средняя скорость потока при равномерном движении, м/с;

C – коэффициент Шези;

R – гидравлический радиус, м;

χ – смоченный периметр, м;

n – коэффициент шероховатости дна и откосов канавы.

Численные значения n равны:

$$\frac{1}{n} = 30 \text{ при грунтовых или одернованных откосах и дне};$$

$$\frac{1}{n} = 45 \text{ при мощении};$$

$$\frac{1}{n} = 65 \text{ при бетонных креплениях}.$$

Гидравлически наивыгоднейшим сечением будет сечение, при котором смоченный периметр $\chi = \chi_{\min}$. При этом площадь «живого сечения» равна:

$$\omega_{\min} = 0,5y+1,25 \sqrt{\frac{Q_{\phi} \cdot n}{a^{y+0,5} \cdot i^{0,5}}} \quad (57)$$

Глубина «живого сечения»:

$$h_s = \sqrt{\frac{\omega}{K - m}} \quad (58)$$

Ширина канавы по дну:

$$b = h \cdot (K - 2 \cdot m), \quad (59)$$

$$a = \frac{1}{\sqrt{K - m}} \quad (\text{при трапецеидальном сечении}),$$

$$K = \sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}, m = \frac{m_1 + m_2}{2},$$

где m_1 и m_2 – показатели крутизны откосов канавы.

Проектирование любого участка канавы, для которого стремятся получить гидравлически наивыгоднейшее сечение, сводится к следующему:

- задаются уклоном i и типом крепления n , исходя из топографии и местных условий (климатических, грунтовых и пр.);
- при известном Q_{ϕ} по формуле [57] находят требуемое ω , затем h по формуле [58] и полную глубину канавы

$H = h + 0,20$, а также b по формуле [59]. При этом проверяются условия $H \geq 0,6 \text{ м}, b \geq 0,6 \text{ м}$ (размеры типовых канав). Если в расчете получается $b < 0,6 \text{ м}$, то принимают $b = 0,6 \text{ м}$ и пересчитывают h по формуле [59] при том же значении площади «живого сечения»;

- проверяется V по условиям формулы [56]; если какое-либо из них не выполняется, то изменяется i или h и расчет производится заново.

6. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДКЮВЕТНОГО ДРЕНАЖА

Рассматривается двухсторонний подкюветный дренаж для выведения уровня грунтовых вод из зоны промерзания. Его проектирование состоит из следующих этапов:

- определение глубины заложения дренажа;
- определение притока воды в дренаж;
- гидравлический расчет дренажа;
- гидравлический расчет дренажных труб (расчет пропускной способности труб);
- определение технической эффективности дренажа и срока его осушения.

6.1. Определение глубины заложения дренажа

Расчетная схема приведена на рис. 16. Здесь приняты следующие обозначения:

i_0 – средний уклон кривой депрессии (из задания $i_0 = 41,8\% = 0,0481$);

$2L_m$ – длина междренажного пространства;

$$2L_m = \frac{B_0}{2} + h_k \cdot m \quad (60)$$

где B_0 – ширина основной площадки выемки (по СТНЦ-01-95);

h_k – глубина кювета, $h_k = 0,6\text{ м}$;

m – заложение откоса кювета, $m = 1,5$.

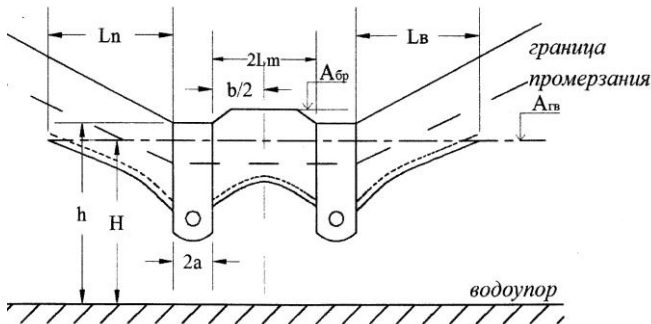


Рис. 16. Расчетная схема к определению глубины заложения дренажа h

В примере примем линию I категории, тогда для однопутной выемки $B_0 = 7,6$ м, для двухпутной – $B_0 = 11,7$ м.

По формуле (66):

$$L_m = \frac{7,6}{2} + 0,6 \cdot 1,5 = 4,7 \text{ м}$$

для двухпутной выемки:

$$L_m = \frac{11,7}{2} + 0,6 \cdot 1,5 = 6,75 \text{ м}$$

L_0 – длина горизонтальной проекции кривой депрессии до места пересечения несниженного уровня грунтовых вод (НУГВ) и сниженного уровня грунтовых вод (СУГВ);

H – глубина от НУГВ до дна дренажа;

h_0 – расстояние до дна дренажа до верха трубы;

$$h_0 = d + 0,15,$$

где d – диаметр трубы, примем $d = 0,2$ м.

$$h_0 = 0,2 + 0,15 = 0,35 \text{ м.}$$

Z – глубина промерзания (из задания $Z = 1,99$ м);

e – конструктивный запас, принимается $e = 0,2$ м;

f_0 – стрела кривой депрессии.

Для однопутной выемки:

$$f_0 = i_0 \cdot L_m = 0,418 \cdot 4,7 = 0,196 \text{ м}$$

Для двухпутной выемки:

$$f_0 = i_0 \cdot L_m = 0,418 \cdot 6,75 = 0,282 \text{ м}$$

a_k – высота капиллярного поднятия (из задания, в примере $a_k = 0,51$ м);

$2a$ – ширина дренажной траншеи, зависит от искомой глубины заложения дренажа.

Принимается:

$$2a = 0,8 \text{ м при } h \leq 2,5 \text{ м;}$$

$$2a = 0,8 - 1,0 \text{ м при } 2,5 < h \leq 6,0 \text{ м;}$$

$$2a = 1,0 - 1,5 \text{ м при } h > 6 \text{ м.}$$

В работе принимаем для однопутной и двухпутной выемок $2a = 0,8$ м.

T – расстояние от дна дренажа до водоупора (из задания = 1,42 м);

ε_0 – высота высачивания.

Из геометрических соображений глубина заложения дренажа h будет:

$$h = Z + e + a_k + f_0 + h_0 - h_k \quad (61)$$

По формуле (67):

для однопутной выемки:

$$h = 1,99 + 0,20 + 1,03 + 0,196 + 0,35 - 0,60 = 3,17 \text{ м}$$

для двухпутной выемки:

$$h = 1,99 + 0,20 + 1,03 + 0,282 + 0,35 - 0,60 = 3,26 \text{ м}$$

Глубина НУГВ до дна дренажа определяется по формуле:

$$H = h + h_k - (A_{op} - A_{zg}), \quad (62)$$

где $(A_{op} - A_{zg})$ из задания (в примере $(A_{op} - A_{zg}) = 1,31 \text{ м}$)

в примере по формуле (68):

для однопутной выемки:

$$H = 3,17 + 0,60 - 1,31 = 2,46 \text{ м.}$$

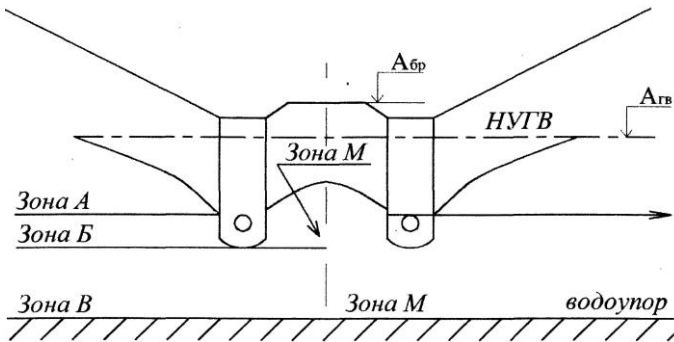
для двухпутной выемки:

$$H = 3,26 + 0,60 - 1,31 = 2,55 \text{ м.}$$

6.2. Определение притока воды в дренаже

Расчетная схема приведена на рис. 17. В этой схеме приняты следующие допущения:

- запасы воды в области питания считаются неограниченными, т.е. приток воды на 1 м.п. дренажа постоянен;
- до устройства дренажа зеркало грунтовых вод и поверхность водоупора горизонтальные;
- до устройства дренажа скорость воды равна нулю;



- движение воды равномерное, т.е. применим закон Дарси.

Рис. 17. Расчетная схема к определению притока воды в дренажах

Приток воды в дренаже будет равен:

$$q = q_A + q_B + q_B + q_{M'} + q_{M''}, \quad (63)$$

где q_A, q_B, q_B – притоки воды из междренажного пространства;

Высота высачивания кривой депрессии по формуле равна:

$$\varepsilon_0 = \frac{i_0}{2 - i_0} \cdot (H - h_0), \quad (64)$$

В примере по формуле (64):

для однопутной выемки:

$$\varepsilon_0 = \frac{0,0418}{2 - 0,0418} \cdot (2,46 - 0,35) = 0,04 \text{ м}$$

для двухпутной выемки:

$$\varepsilon_0 = \frac{0,0418}{2 - 0,0418} \cdot (2,55 - 0,35) = 0,05 \text{ м}$$

Длина проекции кривой депрессии:

$$L_0 = \frac{2 \cdot (1 - i_0)}{(2 - i_0) \cdot i_0} \cdot (H - h_0), \quad (65)$$

В примере по формуле (65):

для однопутной выемки:

$$L_0 = \frac{2 \cdot (1 - 0,0418)}{(2 - 0,0418) \cdot 0,0418} \cdot (2,46 - 0,35) = 49,37 \text{ м}$$

для двухпутной выемки:

$$L_0 = \frac{2 \cdot (1 - 0,0418)}{(2 - 0,0418) \cdot 0,0418} \cdot (2,55 - 0,35) = 51,48 \text{ м}$$

Приток воды из зоны А и Б равен:

$$q_{A+B} = \frac{K_f \cdot i_0}{2} \cdot (H + h_0 + \varepsilon_0), \quad (66)$$

Величина K_f берется из задания ($K_f = 50 \cdot 10^{-7}$ м/с)

В примере по формуле (66):

для однопутной выемки:

$$q_{A+B} = \frac{50 \cdot 10^{-7} \cdot 0,0418}{2} \cdot (2,46 + 0,35 + 0,04) = 0,30 \cdot 10^{-6}$$

для двухпутной выемки:

$$q_{A+B} = \frac{50 \cdot 10^{-7} \cdot 0,0418}{2} \cdot (2,55 + 0,35 + 0,05) = 0,31 \cdot 10^{-6}$$

Приток воды из зоны В равен:

$$q_B = K_f \cdot (H - h_0) \cdot q_r, \quad (67)$$

где q_r – приведенный расход со дна; определяется по графикам, в зависимости от α и β (рис. 18), которые равны:

$$\alpha = \frac{L_0}{L_0 + a}, \quad (68)$$

(7)

$$\beta = \frac{L_0}{T}, \quad (69)$$

Величина $a = 0,4$ м, принимаем при $2,5 < h \leq 6,0$ м;

T – расстояние от дна дренажа до водоупора берется из задания ($T = 1,42$ м).

В примере по формулам (68-69):

для однопутной выемки:

$$\alpha = \frac{49,37}{49,37 + 0,4} = 0,992; \quad \beta = \frac{49,37}{1,38} = 34,77$$

для двухпутной выемки:

$$\alpha = \frac{51,48}{51,48 + 0,4} = 0,992; \quad \beta = \frac{51,48}{1,38} = 36,25$$

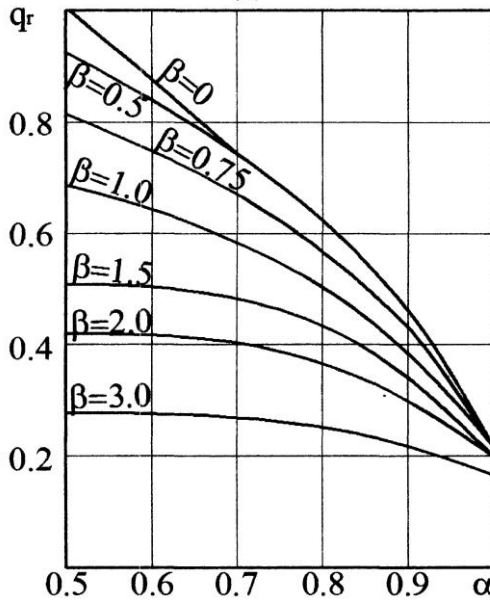


Рис. 18. Графики для определения приведенного расхода воды q_r со дна в зависимости от α и β

Библиографический список

1. Железнодорожный путь./Т.Г. Яковлева, Н.И. Карпущенко и др. М.: Транспорт, 2001. 223 с.
2. Прогноз состояния земляного полотна / Л.А. Смоляницкий. Монография. Воронеж: ВГУ, Научно-исследовательский институт геологии. 2006 г. – 143 с.
3. Техническое обслуживание и ремонт железнодорожного пути. З.Л, Крейнис, Н.П. Коршикова. М.: УМЦ России, 2001. – 768 с.
4. Земляное полотно железных дорог. В.И. Грицык. Краткий курс лекций. М.: - Маршрут, 2005- 246 с.
5. Возможные деформации земляного полотна. В.И. Грицык. Учебное иллюстрированное пособие для студентов вузов, техникумов и колледжей железнодорожного транспорта. М.: Маршрут, 2003- 64 с.
6. Бесстыковой путь со сверхдлинными рельсовыми плетями: Учебное пособие.- г. Москва: Маршрут, 2005 – 235 с.

Оглавление

Введение.....	3
1. Расчет требуемой плотности грунта.....	5
1.1. Методика расчета.....	5
1.2. Напряжения в насыпи от постоянных нагрузок.....	8
1.3. Динамические напряжения в насыпи от воздействия подвижного состава.....	12
1.4. Определение полных напряжений в насыпи.....	13
2. Расчет высоты бермы и укрепления ее откоса от волнового воздействия.....	15
2.1. Параметры волнового воздействия.....	15
2.2. Расчет высоты бермы.....	17
2.3. Расчет укрепления откоса бермы и обратного фильтра.....	19
3. Расчет устойчивости откосов пойменной насыпи.....	22
3.1. Зоны по состоянию грунта.....	22
3.2. Влияние воды в расчетной модели.....	23
3.3. Учет внешних нагрузок.....	25
3.4. Определение коэффициента устойчивости.....	26
4. Расчет осадок оснований насыпи.....	29
4.1. Методика расчета.....	29
5. Расчет и проектирование нагорной канавы.....	38
5.1. Методика расчета.....	38
6. Расчет и проектирование подкюветного дренажа.....	41
6.1. Определение глубины заложения дренажа.....	41
6.2. Определение притока воды в дренаже.....	43
Библиографический список.....	47

Учебное издание

ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ ПУТЬ

Расчет и проектирование земляного полотна новой железнодорожной линии

Методические указания к выполнению курсового проекта
и практических заданий для студентов специальности 271501 – Строительство
железных дорог, мостов и транспортных тоннелей
специализации «Строительство дорог промышленного транспорта»

Составитель **Селицкая** Наталья Владимировна

Подписано в печать 15.04.13. Формат 60×84/16. Усл.печ.л. 2,9. Уч.-изд.л. 3,0.

Тираж 65 экз. Заказ Цена
Отпечатано в Белгородском государственном технологическом университете
им. В.Г. Шухова
308012, г. Белгород, ул. Костюкова, 46