

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительство и эксплуатация дорог»

А. Г. ЖУКОВЕЦ

# РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ЗАЩИТА ЕГО ОТ РАЗМЫВОВ

Учебно-методическое пособие для студентов специальности  
1-37 02 05 «Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство»

*Одобрено методической комиссией строительного факультета*

Гомель 2009

УДК 625.122 (075.8)

ББК 38.623

Ж86

Рецензент - главный инженер Гомельской дистанции пути  
В. В. Шапошников.

**Жуковец, А. Г.**

Ж86 Расчет устойчивости земляного полотна и защита его от размывов : учеб.-метод. пособие для студентов специальности 1-37 02 05 «Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство» / А. Г. Жуковец ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2009. – 61 с.  
ISBN 978-985-468-388-1

Излагаются основные принципы проектирования земляного полотна железных дорог, методика расчета устойчивости земляного полотна в обычных и сейсмических условиях, пойменных насыпей и неустойчивых косогоров, а также рассмотрены вопросы защиты земляного полотна от размыва.

Предназначено для студентов специальности 1-37 02 05 «Строительство железных дорог и путевое хозяйство».

**УДК 625.122 (075.8)**

**ББК 38.623**

**ISBN 978-985-468-388-1**

© Жуковец А. Г., 2009

© Оформление. УО «БелГУТ», 2009

## **ВВЕДЕНИЕ**

Земляное полотно – это инженерное сооружение из грунта, на котором размещается верхнее строение железнодорожного пути. Земляное полотно воспринимает статические нагрузки от верхнего строения пути и динамические от подвижного состава и упруго передает их на основание. Кроме того, земляное полотно предназначено для выравнивания земной поверхности в пределах железнодорожной трассы и придания пути необходимого плана и профиля.

Земляное полотно – наиболее ответственный элемент железнодорожного пути, его несущая конструкция, от надежности которого зависит техническая скорость движения поездов и разрешается статическая нагрузка на рельсы, передаваемая от колесных пар подвижного состава, пропускная и провозная способность линии.

Земляное полотно должно быть прочным, устойчивым и долговечным, требовать минимума расходов на его устройство, содержание и ремонт, а также обеспечивать возможность широкой механизации работ. Увеличение поездных нагрузок, скоростей движения поездов возможно при высокой прочности и устойчивости объектов земляного полотна. Земляное полотно, будучи открытой динамичной геотехнической системой, функционирует в сложных природно-климатических условиях, что негативно влияет на состояние грунтовой среды. Поэтому обеспечение стабильности земляного полотна является сложной проблемой, требующей оптимальных технических решений.

Как к инженерному грунтовому сооружению к земляному полотну предъявляются следующие требования:

- долговременная стабильность (недеформируемость) с учетом движения перспективного подвижного состава с максимальными скоростями и расчетной грузонапряженностью;

- надежность (долговременная безотказность при функционировании), равнонадежность элементов, надежный отвод воды;

- технологичность конструкции, обеспечивающая высокую механизацию при строительстве и ремонтпригодность элементов;

- экономичность: максимальный технический эффект при минимальных затратах ресурсов;

- экологичность по отношению к природной среде.

Для обеспечения длительной стабильности земляного полотна необходимо вести постоянный контроль за земляным полотном,

своевременно выполнять ремонт земляного полотна и устройств при нем. При этом в процессе эксплуатации важной задачей является постоянное изучение состояния объекта и процессов, в нем происходящих, своевременное приведение факторов, сопротивляющихся разрушению, в соответствие с факторами, стремящимися вызвать деформации объекта.

Проектирование земляного полотна базируется на ряде расчетов, включающих в себя определения напряженного состояния земляного полотна; необходимой плотности грунта; деформаций уплотнения; устойчивости земляного полотна и его элементов, необходимого регулирования поверхностного и подземного стоков воды, а также тепловых процессов.

## 1 РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

### 1.1 Нагрузки, действующие на земляное полотно

На земляное полотно действуют нагрузки от подвижного состава, веса верхнего строения пути с учетом сливной призмы и веса вышележащих слоев грунта самого земляного полотна. Нагрузка от подвижного состава является временной, а от веса верхнего строения пути и грунта земляного полотна – постоянной.

Нагрузка от подвижного состава на основную площадку земляного полотна передается через шпалы и балластный слой и зависит от способа ее передачи. В различные периоды работы пути давление на основную площадку может быть различным и иметь максимум под концевыми частями шпалы в подрельсовой зоне или по оси колеи под средней частью шпалы.

Наиболее неблагоприятным для расчета необходимой плотности грунта и устойчивости земляного полотна принят случай равномерной нагрузки основной площадки земляного полотна, ширина которой  $B_0$  равна длине шпалы  $l_{ш}$  или ширине плитного основания, интенсивностью, равной допускаемому напряжению на основной площадке земляного полотна. При этом концевые участки, где эпюра напряжений сходит на нет, заменяются соответствующим прямоугольным участком (рисунок 1.1).

Допустимым напряжением для здорового уплотненного полотна от поездной нагрузки при шпальном подрельсовом основании принято

$[P_p] = 78,5$  кПа. Этому напряжению при стандартной длине шпалы погонная предельная нагрузка на одну рельсовую колею соответствует

$[P_0] = 210 \dots 220$  кН/м.

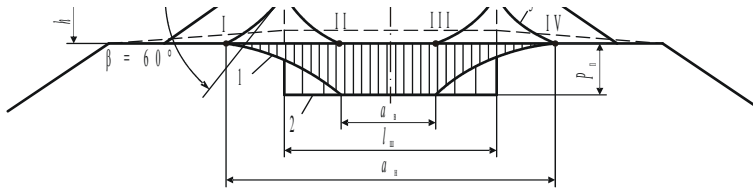


Рисунок 1.1 – Схема передачи нагрузки от подвижного состава на основную площадку:

I–IV – точки передачи давления на основную площадку; 1 – фактическая эпюра нагрузки; 2 – условная эпюра; 3 – конус распространения давления

За расчетные схемы нагрузок на основную площадку земляного полотна от подвижного состава принимают равномерную полосовую нагрузку по рисунку 1.2.

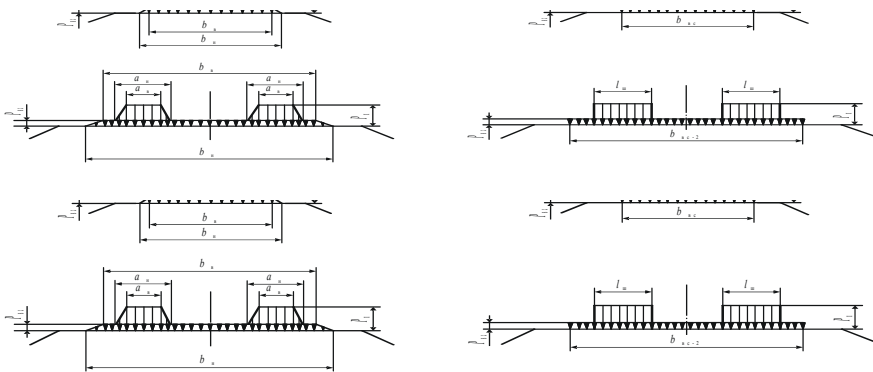


Рисунок 1.2 – Схемы внешних нагрузок на расчетную плоскость (основную площадку земляного полотна):

$a$  – однопутную и двухпутную при трапецидальной форме нагрузок;  
 $b$  – однопутную и двухпутную при прямоугольной форме

В практических расчетах нагрузку от веса верхнего строения пути для определения напряжений в земляном полотне принимают также полосовой с шириной  $B_0$ .

Значение интенсивности поездной нагрузки определяется

$$P_p = \frac{2P_{ст}n}{l_{жб}a_{ш}}, \quad (1.1)$$

где  $P_{ст}$  – статическая нагрузка колеса на рельс, кН;

- $n$  – количество осей, входящих в состав жесткой базы;
- $l_{жб}$  – длина жесткой базы, м;
- $a_{ш}$  – длина шпалы или плиты, м.

Данные выбираются для заданного локомотива из приложения А.

В таблице 1.1 приведены: вес верхнего строения пути двухпутного участка, приходящийся на один путь  $P_{вс1/2}$ , средняя ширина полосовой нагрузки двухпутного участка, приходящаяся на один путь  $b_{вс1/2}$ , а также среднее значение напряжений  $P_{вс}$  от веса верхнего строения пути на основной площадке.

Общая схема нагрузок от подвижного состава и верхнего строения пути представлена на рисунке 1.3.

Таблица 1.1 – Вес верхнего строения пути

Тип рельсов	$P_{вс(2)} = P_{вс(1)}$ , кН			$B_0$ , м			$P_{вс}$ , кПа		
	шпалы		плитыжелезо-бетонные	шпалы		плитыжелезо-бетонные	шпалы		плитыжелезо-бетонные
	деревян-ные	железо-бетонные		деревян-ные	железо-бетонные		деревян-ные	железо-бетонные	
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	4,2	4,20	4,20	14,8	15,8	20,8

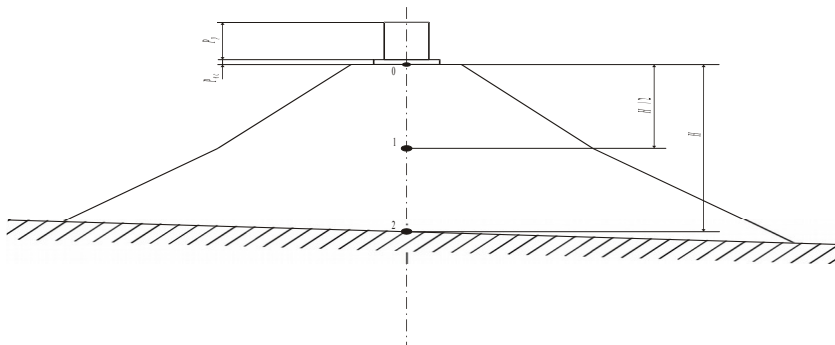


Рисунок 1.3 – Расчетная схема нагрузок от подвижного состава и верхнего строения пути

## 1.2 Определение напряжений в земляном полотне

Под воздействием поездной нагрузки, веса верхнего строения пути и собственного веса грунта в теле и основании земляного полотна возникают напряжения. Расчет вертикальных напряжений в теле насыпи производится по схеме упругого полупространства, загруженного полосовой нагрузкой, заменяющей действие временной или постоянных нагрузок.

Напряжение в любой точке земляного полотна определяется

$$\sigma_0 = \sigma_p + \sigma_{вс} + \sigma_y, \quad (1.2)$$

где  $\sigma_p$ ,  $\sigma_{вс}$ ,  $\sigma_y$  – напряжения, вызванные действием соответственно поездной нагрузки, весом верхнего строения пути и собственным весом грунта, кПа.

Для расчета напряжений в земляном полотне и его основании возможно использование некоторых простых задач теории линейно-деформируемых тел (линейной теории упругости), в которых предполагается линейная связь между напряжениями и деформациями. Для инженерных расчетов принимаются отдельные плоские задачи этой теории с учетом того, что земляное полотно является линейным (вытянутым в длину) сооружением.

Любые внешние воздействия на земляное полотно и его основание можно представить в виде совокупности полосовых нагрузок прямоугольной и треугольной форм и затем, применяя принцип суперпозиции, суммировать напряжения от каждой элементарной нагрузки.

Используются в расчетах следующие основные задачи:

1 Напряжения от прямоугольной полосовой нагрузки, приложенной к полупространству (рисунок 1.4, а).

Вертикальные составляющие нормальных напряжений (сжимающие напряжения), действующие по горизонтальной площадке в любой ее точке  $C$  полупространства, будут определять по формуле

$$\sigma = - \frac{P}{\pi} \left( \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right). \quad (1.3)$$

Знак «минус» показывает, что напряжения сжимающие, и в расчетах не учитывается.

2 Напряжения от треугольной полосовой нагрузки, приложенной к полупространству (рисунок 1.4, б),

$$\sigma = - \frac{z_i}{\pi} \left[ \sin^2 \beta_1 - \sin^2 \beta_2 - \operatorname{tg} \beta_2 \left( \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) \right]. \quad (1.4)$$

Углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$  считаются положительными, если они отсчитываются от вертикалей по часовой стрелке и наоборот.

При определении вертикальных напряжений от веса верхнего строения пути и от поездной нагрузки углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$  рассчитываются по формулам согласно схемам, представленным на рисунках 1.5–1.7 для двухпутного участка и на рисунках 1.8, 1.9 для однопутного участка.

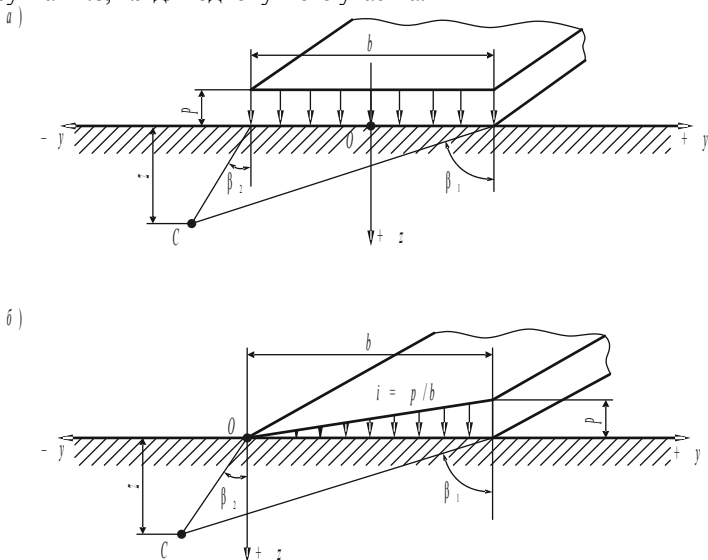
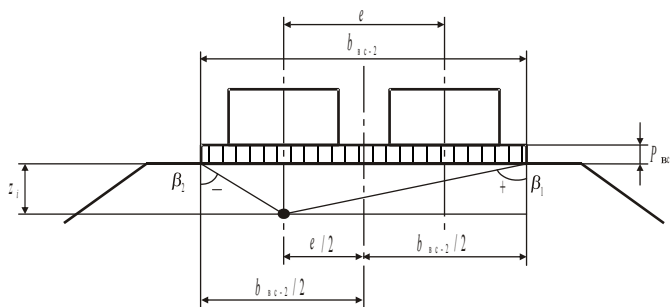


Рисунок 1.4 – Полосовые нагрузки, приложенные к полупространству



$$\beta_1 = \arctg \frac{b_{\text{в.с.-2}} + \frac{e}{2}}{z_i}; \quad \beta_2 = - \arctg \frac{b_{\text{в.с.-2}} - \frac{e}{2}}{z_i}$$



Рисунок 1.5 – Вертикальные напряжения от верхнего строения пути  $\sigma_{в.с.-I}$

Напряжение от собственного веса грунта насыпи определяется по формуле

$$\sigma_{\gamma} = -p = -\gamma h, \quad (1.5)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта насыпи, Н/м<sup>3</sup>.

В случае, если массив сложен разнородными грунтами, имеющими разные значения  $\gamma = \gamma_i$ , напряжения в расчетной точке от собственного веса грунта будут определяться по формуле

$$\sigma_{\gamma} = \sum_1^n \gamma_i h_i, \quad (1.6)$$

где  $n$  – количество слоев грунта;

$\gamma_i$  – удельный вес грунта  $i$ -го слоя, Н/м<sup>3</sup>;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м.

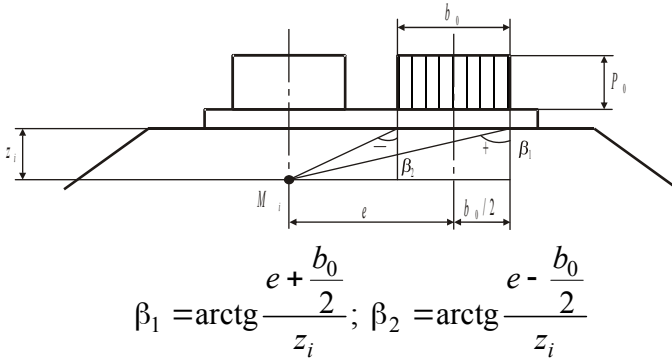
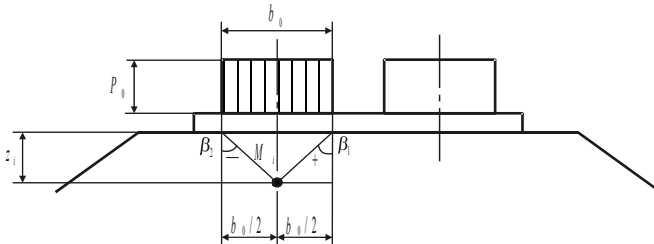
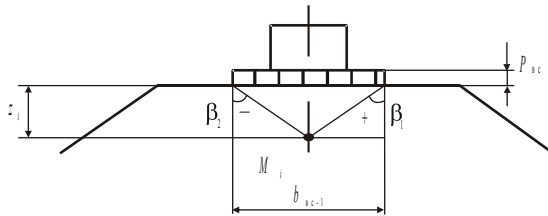


Рисунок 1.6 – Вертикальные напряжения от поездной нагрузки  $\sigma_{P-i}^{II}$



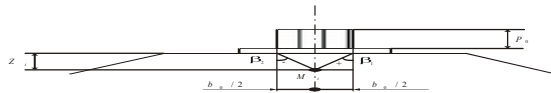
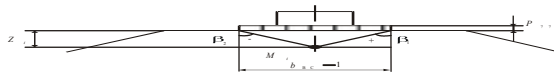
$$\beta_1 = \arctg \frac{b_0}{z_i}; \beta_2 = - \arctg \frac{b_0}{z_i}$$

Рисунок 1.7 – Вертикальные напряжения от поездной нагрузки  $\sigma_{P-i}^I$



$$\beta_1 = \arctg \frac{b_0}{z_i}; \beta_2 = - \arctg \frac{b_0}{z_i}$$

Рисунок 1.8 – Вертикальные напряжения от поездной нагрузки  $\sigma_{P-i}$



$$\beta_1 = \arctg \frac{b_{в.с.-1}}{z_i}; \beta_2 = - \arctg \frac{b_{в.с.-1}}{z_i}$$

Рисунок 1.9 – Вертикальные напряжения от веса верхнего строения пути  $\sigma_{в.с.-i}$

### 1.3 Определение необходимой плотности грунта насыпи

При возведении насыпей их уплотняют, что обеспечивает:

– необходимую прочность – сопротивление деформациям уплотнения, осадок и др.;

- работу грунта под нагрузкой в упругой стадии (без остаточных деформаций);
- повышает сопротивление сдвигу (деформациям смещения);
- уменьшает инфильтрацию (фильтрацию) воды в грунт, тиксотропные явления (разжижение под нагрузкой).

Необходимая плотность грунта определяется двумя способами: стандартного уплотнения и как функция напряженного состояния, возникающего под воздействием нагрузок в теле насыпи.

Задача расчета тела насыпи на уплотнение состоит в том, чтобы определить удельный вес грунта  $\gamma$ , при котором будут возникать лишь упругие деформации.

Удельный вес грунта находим по формуле

$$\gamma = \gamma_d (1 + W), \quad (1.7)$$

где  $\gamma_d$  – требуемый по условиям плотности удельный вес сухого грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$W$  – весовая влажность грунта в долях единицы.

Удельный вес сухого грунта

$$\gamma_d = \gamma_s / (1 + e_0), \quad (1.8)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$e_0$  – требуемый коэффициент пористости по условиям плотности грунта.

Значения коэффициента пористости определяются по компрессионным кривым в зависимости от напряжений в грунте тела насыпи.

Компрессионная кривая (рисунок 1.10) состоит из двух ветвей: уплотнения (нагрузки) и разуплотнения (разгрузки). Значения начального коэффициента пористости  $e_n$  и конечного  $e_k$  не совпадают, но при многократном загрузении грунта обе ветви постепенно сближаются и значения  $e_n$  и  $e_k$  также приближаются друг к другу.

Если многократно прикладывать нагрузку в пределах от  $\sigma_a$  до  $\sigma_0$ , то ветви нагрузки и разгрузки постепенно сольются, т. е. для последнего цикла  $e_{ан}$  будет равно  $e_{ак}$ . Грунт будет работать при этом как упругое тело без остаточных деформаций. Такому состоянию грунта соответствует значение коэффициента пористости  $e_0$ , которое и является искомым.

Коэффициент пористости  $e_0$  зависит от многократности, продолжительности действия и способа приложения нагрузки. Для этого был введен коэффициент  $k_e$ . Экспериментально установлено, что  $k_e = 1,1 \dots 1,6$  (меньшие величины относятся к супесям, большие – к суглинкам).

Обычно компрессионные кривые строят для предельных значений напряжений грунта  $\sigma_{п}$ , которые, как правило, больше  $\sigma_0$ , подсчитанные по формуле (1.2).

Тогда коэффициент пористости  $e_0$  определяется по формуле

$$e_0 = e_{ан} - k_e (\Delta e_a - \Delta e_0) \quad (1.9)$$

или

$$e_0 = e_{ан} - k_e (e_{ан} - e_{ак}) - (e_{он} - e_{ок}), \quad (1.10)$$

где  $e_{ан}$ ,  $e_{ак}$  – соответственно коэффициенты пористости, взятые по ветви нагрузки и разгрузки от постоянных напряжений, т. е.  $\sigma_a = \sigma_{вс} + \sigma_{\gamma}$ ;

$e_{он}$ ,  $e_{ок}$  – соответственно коэффициенты пористости, взятые по ветви нагрузки и разгрузки от суммарных напряжений, т. е.  $\sigma_0 = \sigma_{вс} + \sigma_{\gamma} + \sigma_p$ .

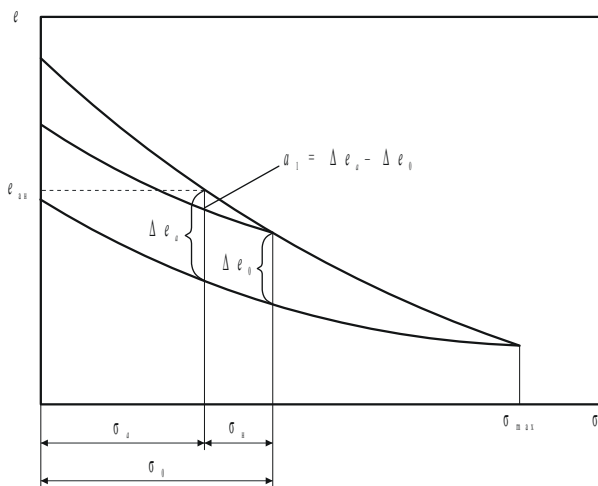


Рисунок 1.10 – Компрессионная кривая насыпи

Для того чтобы определить коэффициент пористости  $e_0$ , необходимо знать нагрузку от собственного веса грунта  $\sigma_{\gamma}$ , а чтобы найти эти напряжения, нужно знать удельный вес грунта. Эту задачу решают методом подбора. Толщину слоев для расчета плотности следует принимать такими, чтобы разница в полученных плотностях на контактах слоев была примерно  $0,2-0,6 \text{ кН/м}^3$ . На практике толщину слоев грунта при расчете на уплотнение

принимают 1 м. В курсовом проекте расчет ведут для трех точек (0, 1, 2) (см. рисунок 1.3). Варианты компрессионных кривых грунта насыпи и основания насыпи приведены в [3] или в приложении Б.

Рассмотрим пример расчета насыпи на уплотнение в общем виде для однопутной линии (см. рисунок 1.3). Тип рельсов, подрельсового основания, временная нагрузка (локомотив), характеристики и компрессионная кривая грунта насыпи предусматриваются заданием к курсовому проекту.

*Исходные данные:*

- локомотив ЧС 4;
- тип рельса Р65;
- шпалы железобетонные 2,7 м;
- номер компрессионной кривой № 13;
- высота проектируемой насыпи  $H = 14,2$  м;
- удельный вес частиц грунта насыпи  $\gamma_s = 24,6$  кН/м<sup>3</sup>;
- влажность грунта  $W = 20$  %;
- коэффициент многократности, продолжительности действия и способа приложения нагрузки  $k_e = 1,1$ .

Вначале определяют давление на основную площадку земляного полотна от подвижного состава в точке 0 по формуле (1.1)

$$\sigma_{p(0)} = P_{p(0)} = \frac{2 \cdot 105 \cdot 3}{4,6 \cdot 2,7} = 50,72 \text{ кПа} .$$

Давление от веса верхнего строения пути определяется по таблице 1.1 в зависимости от типа верхнего строения пути и для этих исходных данных

$$\sigma_{вс(0)} = P_{вс} = 71,5 \text{ кН} .$$

Затем определяют напряжение на основной площадке земляного полотна от постоянных нагрузок.

Суммарные напряжения в любой точке определяют по формуле

$$\sigma_0 = \sigma_a + \sigma_p, \tag{1.11}$$

где  $\sigma_a$  – напряжения, вызываемые весом верхнего строения пути и собственным весом грунта, кПа, т. е.  $\sigma_a = \sigma_{вс} + \sigma_\gamma$ ;

$\sigma_p$  – напряжения, вызываемые действием поездной нагрузки, кПа.

Напряжения в земляном полотне от верхнего строения пути и подвижного состава определяются по формуле (1.3).

Тогда получим согласно рисункам 1.8 и 1.9 по формулам (1.1)–(1.4):

- для определения напряжений от верхнего строения пути:

$$\beta_1^1 = \arctg \frac{4,35}{7,1} = 0,3063 \text{ рад};$$

$$\beta_1^2 = \arctg \frac{4,35}{14,2} = 0,1532 \text{ рад};$$

$$\beta_2^1 = - \arctg \frac{4,35}{7,1} = - 0,3063 \text{ рад};$$

$$\beta_2^2 = - \arctg \frac{4,35}{14,2} = - 0,1532 \text{ рад};$$

– для определения вертикальных напряжений от поездной нагрузки:

$$\beta_1^1 = \arctg \frac{2,7}{7,1} = 0,1901 \text{ рад};$$

$$\beta_1^2 = \arctg \frac{2,7}{14,2} = 0,0950 \text{ рад};$$

$$\beta_2^1 = - \arctg \frac{2,7}{7,1} = - 0,1901 \text{ рад};$$

$$\beta_2^2 = - \arctg \frac{2,7}{14,2} = - 0,0950 \text{ рад};$$

$$\sigma_{\text{вс}}^1 = - \frac{16,4}{3,14} \left( 0,3063 + \frac{1}{2} \sin(2 \cdot 0,3063) - (- 0,3063) - \frac{1}{2} \sin(2 \cdot (- 0,3063)) \right) =$$

$$= - 3,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\text{вс}}^2 = - \frac{16,4}{3,14} \left( 0,1532 + \frac{1}{2} \sin(2 \cdot 0,1532) - (- 0,1532) - \frac{1}{2} \sin(2 \cdot (- 0,1532)) \right) =$$

$$= - 1,63 \text{ кПа};$$

$$\sigma_p^1 = - \frac{50,72}{3,14} \left( 0,1901 + \frac{1}{2} \sin(2 \cdot 0,1901) - (-0,1901) - \frac{1}{2} \sin(2 \cdot (-0,1901)) \right) =$$

$$= -6,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_p^2 = - \frac{50,72}{3,14} \left( 0,0950 + \frac{1}{2} \sin(2 \cdot 0,0950) - (-0,0950) - \frac{1}{2} \sin(2 \cdot (-0,0950)) \right) =$$

$$= -3,12 \text{ кПа}.$$

По заданной компрессионной кривой и вычисленным значениям  $\sigma_{a(0)} = 16,4 + 0 = 16,4 \text{ кПа}$ ;  $\sigma_{o(0)} = 16,4 + 50,72 = 67,12 \text{ кПа}$

определяем коэффициент пористости:

$$e_{ан(0)} = 0,778; \quad e_{ак(0)} = 0,674;$$

$$e_{он(0)} = 0,745; \quad e_{ок(0)} = 0,668.$$

По формуле (1.10) находим:

$$e_0 = 0,778 - 1,1(0,778 - 0,674) - (0,745 - 0,668) = 0,741.$$

Затем по формулам (1.17) и (1.18) определяем:

$$\gamma_d = \frac{24,6}{1 + 0,741} = 14,13 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_0 = 14,13 \cdot (1 + 0,2) = 16,96 \text{ кН/м}^3.$$

Для определения необходимой плотности грунта в первой точке задаемся величиной  $\gamma_1 = \gamma_0 + \Delta\gamma$ .

С увеличением глубины удельный вес грунта увеличивается, но на какую величину – неизвестно. Поэтому по опыту проектирования в порядке первого приближения увеличение  $\Delta\gamma$  принимаем в пределах  $\Delta\gamma = 0,2 \dots 0,6 \text{ кН/м}^3$ .

Тогда

$$\gamma_1 = 16,96 + 0,3 = 17,26 \text{ кН/м}^3;$$

$$\sigma_p(1) = 6,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{вс(1)} = 3,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_\gamma(1) = 17,26 \cdot \frac{14,2}{2} = 122,55 \text{ кПа};$$

$$\sigma_a(1) = 3,25 + 122,55 = 125,8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_0(1) = 125,8 + 6,25 = 132,05 \text{ кПа}.$$

По компрессионной кривой:

$$e_{ан(1)} = 0,719; \quad e_{ак(1)} = 0,661;$$

$$e_{\text{он}(1)} = 0,714; \quad e_{\text{ок}(1)} = 0,659 ;$$

$$e_1 = 0,719 - 1,1 \cdot (0,719 - 0,661) - (0,714 - 0,659) = 0,710 .$$

Тогда

$$\gamma_{d(1)} = \frac{24,6}{1 + 0,710} = 14,39 \text{ кН/м}^3 ;$$

$$\gamma_1 = 14,39 \cdot (1 + 0,2) = 17,27 \text{ кН/м}^3 .$$

После определения удельного веса грунта производится проверка полученного значения  $\gamma_1$  и принятого  $\gamma'_1$  :

$$|\gamma'_1 - \gamma_1| \leq 0,05 \text{ кН/м}^3 ;$$

$$|17,26 - 17,27| \leq 0,05 \text{ кН/м}^3 .$$

Если это условие не выполняется, то делают перерасчет, задаваясь другим значением  $\Delta\gamma$ .

Для второй точки необходимую плотность грунта определяют тем же порядком, задаваясь значением  $\gamma'_2 = \gamma_1 + \Delta\gamma$  :

$$\gamma'_2 = 17,27 + 0,3 = 17,57 \text{ кН/м}^3 ;$$

$$\sigma_{p(2)} = 3,12 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\text{вс}(2)} = 1,63 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\gamma(2)} = 17,57 \cdot 14,2 = 249,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{a(2)} = 1,63 + 249,5 = 251,13 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{0(2)} = 251,13 + 3,12 = 254,25 \text{ кПа}.$$

По компрессионной кривой находим коэффициенты пористости:

$$e_{\text{ан}(2)} = 0,679; \quad e_{\text{ак}(2)} = 0,645;$$

$$e_{\text{он}(2)} = 0,677; \quad e_{\text{ок}(2)} = 0,640;$$

$$e_2 = 0,679 - 1,1(0,679 - 0,645) - (0,677 - 0,640) = 0,677 .$$

Тогда

$$\gamma_{d(2)} = \frac{24,6}{1 + 0,677} = 14,67 \text{ кН/м}^3 ;$$

$$\gamma_2 = 14,67(1 + 0,2) = 17,6 \text{ кН/м}^3 ;$$

$$|17,57 - 17,6| \leq 0,05 .$$



В случае, если проверка выполняется, то расчеты заканчивают. По результатам расчета строят эпюры  $\sigma_p$ ,  $\sigma_{вс}$ ,  $\sigma_\gamma$ ,  $\sigma_0$ ,  $e_0$ ,  $\gamma$  по высоте насыпи (рисунок 1.11) и определяют средний удельный вес грунта  $\gamma_{ср}$  и средний коэффициент пористости  $e_{ср}$ .

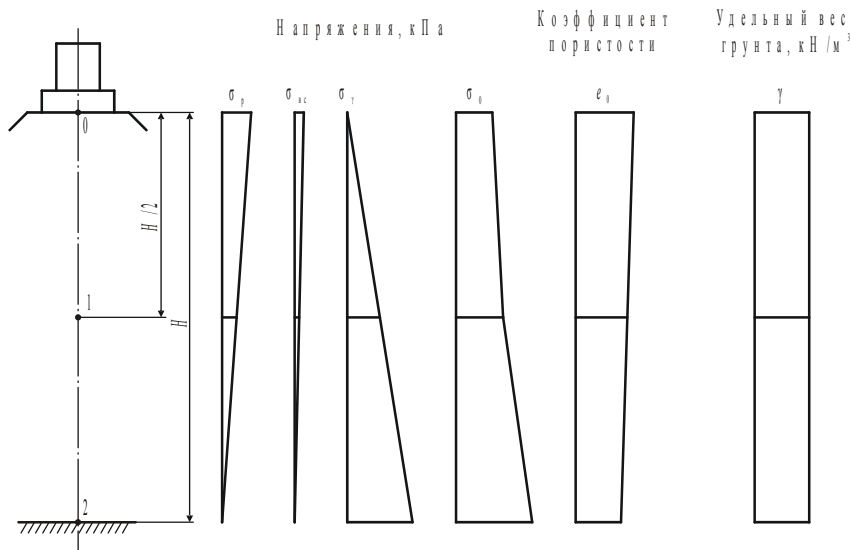


Рисунок 1.11 – Эпюры  $\sigma_p$ ,  $\sigma_{вс}$ ,  $\sigma_\gamma$ ,  $\sigma_0$ ,  $e_0$ ,  $\gamma$  и по высоте насыпи

#### 1.4 Определение параметров волнового воздействия и границ укрепления откосов

При проектировании защит от размыва необходимо знать основные параметры волновых воздействий на откос или берег. К ним относятся:

- расчетная высота волны  $h_{i\%}$  ;
- средняя длина волны  $\lambda$ , м;
- период волны  $T$ , с.

*Расчетной высотой волны* называется вертикальное расстояние между ее вершиной и подошвой с заданной вероятностью превышения этой высоты  $i$  %.

*Длиной волны* называется горизонтальное расстояние между смежными вершинами или подошвами волны. Ввиду того, что при одной и той же высоте волны их длины могут быть различными, значение  $\bar{\lambda}$  независимо от процента  $i$  обеспеченности высоты волны.

*Периодом волны* называется время перемещения гребня волны в горизонтальном направлении (без учета скорости течения) на длину волны  $\lambda$ .

В общем случае в водоемах различают четыре зоны по глубине (рисунок 1.12) глубоководную (первую), переходящую в мелководную (вторую) и далее в прибойную (третью), при которой крутизна волны достигает максимума и она первый раз опрокидывается с образованием буруна; третья зона переходит в приурезовую (четвертую) зону, при которой волна опрокидывается в последний раз и далее происходит окончательное ее разрушение и накат прибойного потока на откос (берег).

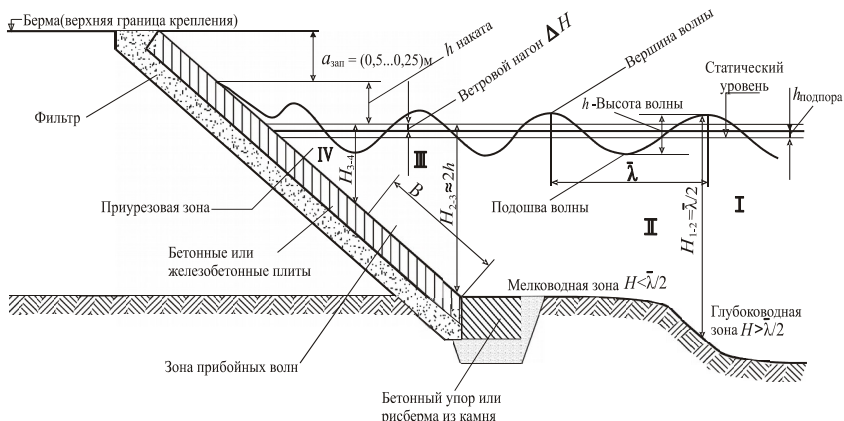


Рисунок 1.12 – Расчетные зоны глубины водоема в прибрежной зоне

*Разгоном волны*  $L$  ветровых волн называется протяжение по направлению ветра водной поверхности, охваченной ветром, вызывающим образование и развитие волн.

Ветровой разгон волны определяется по приближенной формуле

$$L = 5B, \quad (1.13)$$

где  $B$  – минимальная ширина водоема по разгону, м.

Высота волны  $i$ -процентной обеспеченности в мелководной зоне с уклоном дна 0,002 и более определяется по формуле

$$h_{i\%} = k_t k_r k_e k_i h_d, \quad (1.14)$$

где  $k_t$  – коэффициент трансформации, определяется по графику рисунка 1.13 в зависимости от отношения  $d_f/\lambda_d$ ;

$k_r$  – коэффициент рефракции,  $k_r = 1$ ;

$k_e$  – обобщенный коэффициент потерь, определяется по таблице 1.2 в зависимости от отношения  $d_f/\lambda_d$  и уклона дна;

$k_i$  – коэффициент приведения высоты волны к  $i$ -процентной обеспеченности, определяется по графику (рисунок 1.14) при  $i = 1\%$  в зависимости от  $qL/v_\omega^2$  и  $qd/v_\omega^2$ ;

$h_d$  – высота волны, м.

Высота волны в глубоководной зоне определяется по формуле

$$h_{i\%} = \bar{h}_d k_i, \quad (1.15)$$

где  $\bar{h}_d$  – средняя высота волны в глубоководной зоне, м.

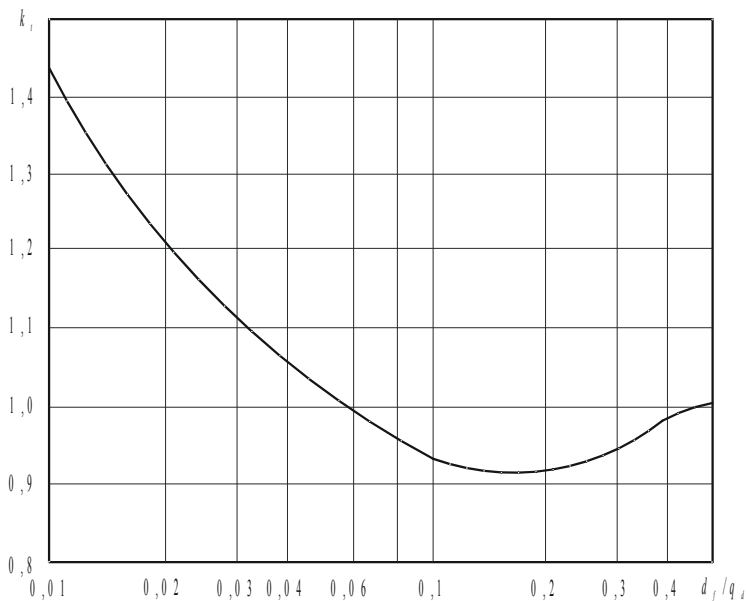


Рисунок 1.13 – График для определения коэффициентов  $k_i$

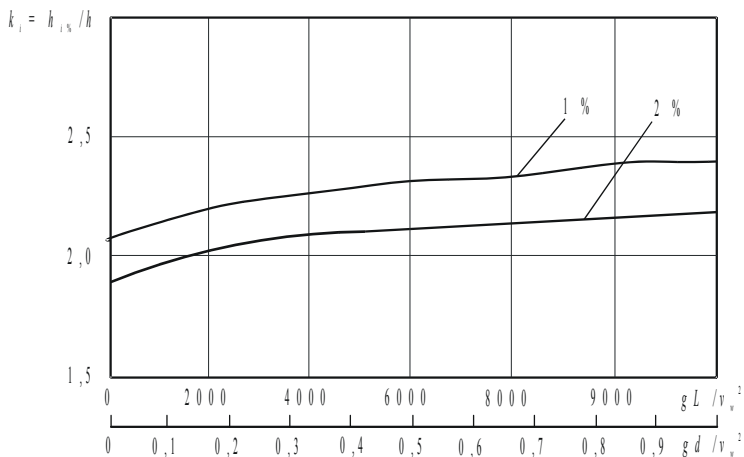


Рисунок 1.14 – График значений коэффициентов  $k$

Таблица 1.2 – Значения обобщенного коэффициента потерь

Относительная глубина $d_f / \bar{\lambda}_d$	Значения коэффициента $k_e$ при уклонах дна $i$	
	0,025	0,02–0,002
0,01	0,82	0,66
0,02	0,85	0,72
0,03	0,87	0,76
0,04	0,89	0,78
0,06	0,90	0,81
0,08	0,92	0,84
0,10	0,93	0,86
0,20	0,96	0,92
0,30	0,98	0,95
0,40	0,99	0,98
0,50 и более	1,00	1,00

Значения  $h_{i\%}$  находятся либо как для глубоководной зоны затопления вблизи сооружения, либо как для мелководной в зависимости от соотношения  $d_f$  и половины средней длины волны в глубоководной зоне

$$\frac{\bar{\lambda}_d}{2} :$$

– при  $d_f > \frac{\bar{\lambda}_d}{2}$  – зона глубоководная;

– при  $d_f \leq \frac{\bar{\lambda}_d}{2}$  – зона мелководная.

Величина  $\bar{\lambda}_d$  определяется так:

$$\bar{\lambda}_d = \frac{qT^2}{2\pi}, \quad (1.16)$$

где  $q$  – ускорение свободного падения,  $q = 9,81 \text{ м/с}^2$ ;

$T$  – средний период волны, с.

Значение  $T$  находится из безразмерной величины  $\frac{qT}{v_\omega}$  при известной

безразмерной величине  $\frac{qh_d}{v_\omega^2}$ , определенной по графику рисунка 1.15 при

известной безразмерной величине  $\frac{qL}{v_\omega^2}$ , здесь  $v_\omega$  – расчетная скорость ветра,

м/с.

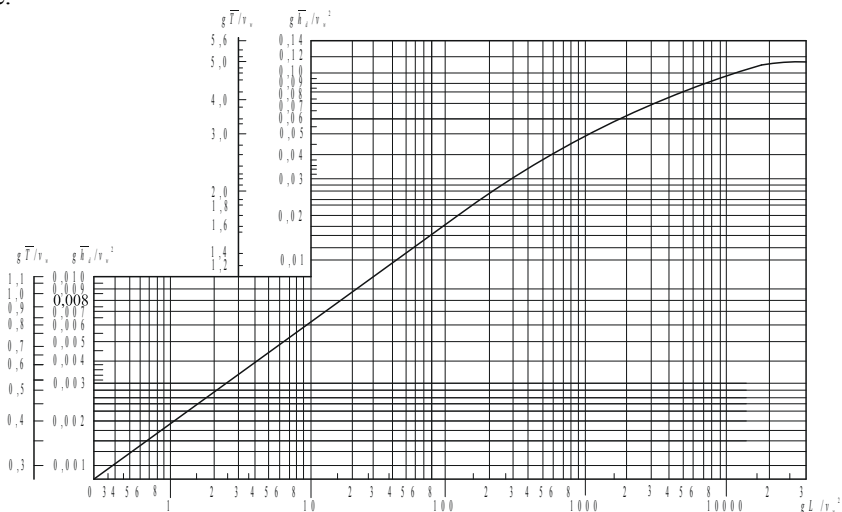


Рисунок 1.15 – График для определения элементов волн в глубоководных зонах

Отметка верхней границы откоса насыпи определяется по формуле

$$H_{\text{укр}} = H_{\text{от}} + h_{\text{под}} + \Delta H + h_{\text{нак}} + a, \quad (1.17)$$

где  $H_{от}$  – относительная отметка горизонта высоких вод, м;

$h_{под}$  – высота подпора воды, м;

$\Delta H$  – ветровой нагон волны, м;

$h_{нак}$  – высота наката волны, м;

$a$  – величина запаса, принимается не менее 0,5 м для насыпей у больших и средних мостов и 0,25 м у малых мостов и труб.

Высота подпора воды  $h_{под}$ , возникающего из-за стеснения живого сечения реки искусственным сооружением, определим по формуле

$$h_{под} = c(v_M^2 - v_0^2), \quad (1.18)$$

где  $c$  – коэффициент, характеризующий тип поймы ( $c = 0,05 \dots 0,07$  – для горных рек;  $c = 0,13 \dots 0,17$  – для равнинных рек);

$v_M, v_0$  – средние скорости течения реки под мостом и в нестесненном сечении соответственно, м/с.

Ветровой нагон волны, который создает разницу между статическим уровнем воды и ее положением в конце разгона  $L$  на величину  $\Delta H$ , определим по формуле

$$\Delta H = k_\omega \frac{v_\omega^2 L}{3qd_L} \cos \alpha_\omega, \quad (1.19)$$

где  $k_\omega$  – коэффициент ветрового нагона, принимаемый в пределах  $(6 \dots 12) \cdot 10^{-6}$ ;

$d_L$  – средняя глубина воды на протяжении разгона;

$\alpha_\omega$  – угол между направлением ветра и осью водоема.

Высота наката волны на откос, отсчитываемая от статического уровня воды при глубине воды перед откосом  $d \geq 2h_{i\%}$ , определяется по формуле

$$h_{нак} = k_r k_p k_{sp} k_{run} h_{i\%}, \quad (1.20)$$

где  $k_r, k_p$  – коэффициенты, зависящие от типа укрепления откоса, принимают по таблице 1.3;

$k_{sp}$  – коэффициент, учитывающий заложение откоса  $m$ :

при  $v_\omega \geq 20$  м/с  $k_{sp} = 1,4$  при  $m = 2$ ;

$k_{sp} = 1,5$  при  $m = 3 \dots 5$ ;

$k_{sp} = 1,6$  при  $m > 5$ ;

при  $v_{\omega} \leq 10$  м/с  $k_{sp}$  соответственно равен 1,0; 1,1; 1,2;  
 $k_{run}$  – коэффициент, учитывающий пологость волны,  
 $k_{run} = 1,6$  при  $m = 2$  и  $\bar{\lambda}_d / h_{1\%} = 7 \dots 50$ .

Таблица 1.3 – Значения коэффициентов  $k_r$ ,  $k_p$

Крепление откоса	Относительная шероховатость $r/h_{1\%}$	$k_r$	$k_p$
Бетонные (железобетонные) плиты	—	1	0,9
Гравийно-галечниковое	<0,002	1	0,9
Каменные или бетонные (железобетонные) блоки	0,005 – 0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	>0,2	0,7	0,5
<i>Примечание</i> – Характерный размер шероховатости $r$ (м) следует принимать равным среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных (железобетонных) блоков.			

### 1.5 Расчет устойчивости откосов земляного полотна в обычных условиях

Откосы – искусственные, а склоны – естественные наклонные поверхности. Все типы земляного полотна, кроме нулевых мест, имеют такие поверхности.

Нарушение устойчивости откосов или склонов, на которых размещено земляное полотно, является аварийной деформацией. Наблюдения за поверхностями, по которым происходит смещение грунтов откосов, показывают, что они, как правило, криволинейны. В однородных связанных грунтах эти поверхности в различной степени напоминают чашеобразные или цилиндрические, а в сыпучих грунтах они приближаются к плоскости. Иногда смещение происходит по контакту разнородных слоев грунтов, в этом случае они имеют любую форму и предопределены литологическим строением откоса или склона.

Все многообразие природных явлений, связанных с нарушением устойчивости, можно свести к следующим трем моделям:

а) поверхность смещения (если деформация произошла) или возможного смещения (если ее нет, но она возможна) имеет произвольную форму (рисунок 1.16, а);

б) поверхность смещения круглоцилиндрическая (в плоской задаче круговая кривая) (рисунок 1.16, б);

в) поверхность смещения плоская (рисунок 1.16, в).

В этих моделях принята гипотеза так называемого «затвердевшего клина», т. е. предполагается, что массив перемещается как единое целое, без разделения на части и без образования трещин.

Устойчивость откоса или склона количественно можно оценить с помощью коэффициента устойчивости  $K$ . В общем виде  $K$  представляет собой отношение факторов, сопротивляющихся смещению, к факторам, его вызывающим.

Общие выражения коэффициента устойчивости для рассматриваемых моделей:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} T_{уд-i}}{\sum_{i=1}^{i=n} T_{сдв-i}} ; \quad K = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} M_{уд-i}}{\sum_{i=1}^{i=n} M_{сдв-i}} ; \quad K = \frac{T_{уд}}{T_{сдв}},$$

(1.21)

где  $n$  – количество частей (отсеков), на которые разбивается вертикальными плоскостями блок возможного смещения;

$T_{уд-i}, T_{сдв-i}$  – удерживающие и сдвигающие силы, действующие в  $i$ -м отсеке, Н/м;

$M_{уд-i}, M_{сдв-i}$  – моменты удерживающих и сдвигающих сил относительно оси круглого цилиндра, Нм/м;

$T_{уд}, T_{сдв}$  – удерживающий и сдвигающий клин силы, Н/м.

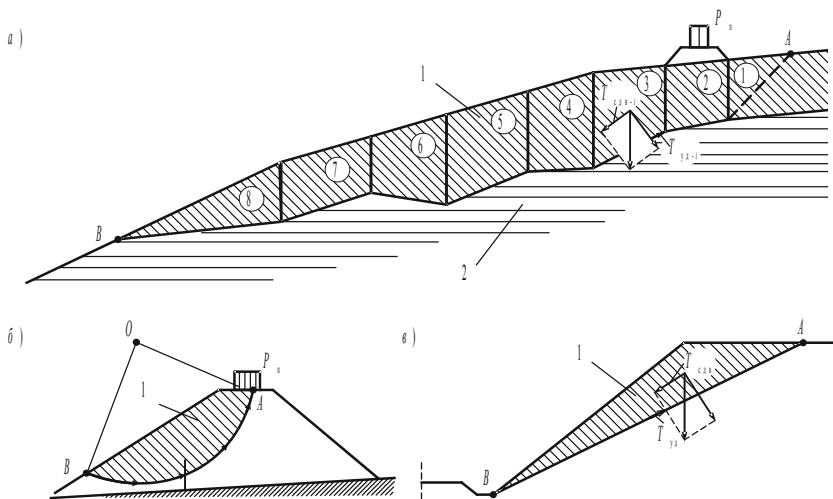


Рисунок 1.16 – Поверхности смещения грунтов откосов (склонов):

а – произвольной формы; б – круглоцилиндрическая; в – плоская;



1 – блок возможного смещения; 2 – коренной грунт  
(цифрами в кружках обозначены номера отсеков, на которые разбивается блок)

Наибольшее развитие получил метод, соответствующий модели  $\bar{b}$ , но при любой форме смещения на любой выделенный из блока смещения отсек действуют следующие силы (в пределах отсека поверхность смещения принимается плоской) (рисунок 1.17).

Внешней силой является равнодействующая всех сил, действующих на отсек  $Q$ , Н/м. Это может быть сила сумм веса грунта в пределах отсека и давления от веса земляного полотна, размещенного на склоне или сейсмической силы и др.

В простейшем случае

$$Q_i = \omega_i \gamma_i \cdot 1, \quad (1.22)$$

где  $\omega_i$  – площадь отсека, м<sup>2</sup>;

$\gamma_i$  – удельный вес грунта, размещенного в отсеке, Н/м<sup>3</sup>.

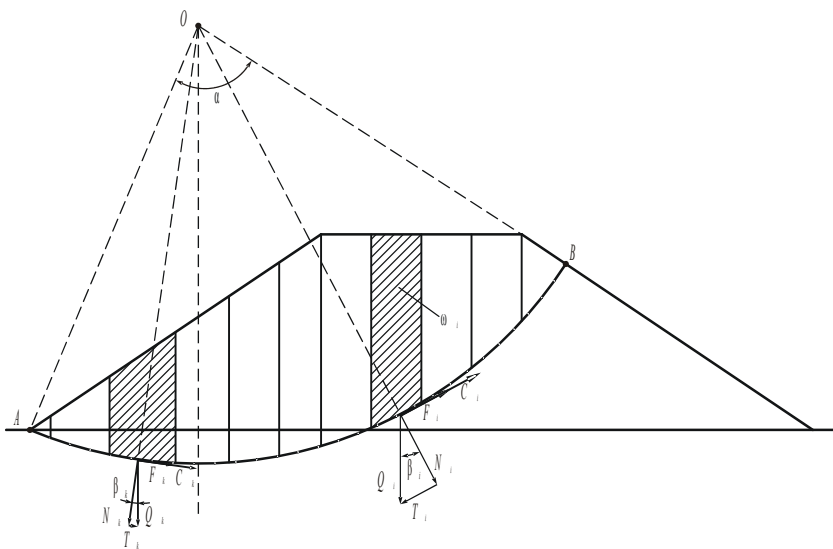


Рисунок 1.17 – Схема разбивки насыпи из однородных грунтов на отсеки

Расчет производится на 1 м откоса или склона. Сила  $Q_i$  раскладывается на две составляющие:

$$T_i = \gamma \omega_i \sin \beta_i; \quad (1.23)$$

$$N_i = \gamma \alpha_i \cos \beta_i, \quad (1.24)$$

где  $T_i$ ,  $N_i$  – тангенциальная и нормальная составляющие силы  $Q_i$ , Н/м;

$\beta_i$  – угол наклона основания отсека к горизонту, град.

При этом

$$\sin \beta_i = x_i / R, \quad (1.25)$$

где  $x_i$  – расстояние от центра тяжести  $i$ -го отсека до вертикального радиуса, м;

$R$  – радиус кривой обрушения, м.

Очевидно, что сила  $T_i$  вызывает смещение отсека, а  $N_i$  – силу трения  $F_i$ , препятствующую смещению грунта,

$$F_i = fN_i, \quad (1.26)$$

где  $f$  – коэффициент внутреннего трения грунта,  $f = \operatorname{tg} \varphi$ ;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

К силам, препятствующим смещению грунта, относится также сила сцепления  $C_i$

$$C_i = c l_i, \quad (1.27)$$

где  $c$  – удельное сцепление грунта, кПа;

$l_i$  – длина кривой обрушения, м,

$$l_i = \pi R \alpha / 180^\circ; \quad (1.28)$$

где  $\alpha$  – центральный угол, град.

Как видно из рисунка 1.6, в отсеках, расположенных левее вертикального радиуса кривой обрушения, возникают тангенциальные составляющие веса  $T_{\kappa}$ , которые направлены в сторону, противоположную смещению грунта.

Таким образом, тангенциальные составляющие веса отсеков, способствующие их смещению, называют сдвигающими силами, а препятствующие их смещению – удерживающими.

Тогда

$$M_{\text{уд}} = R \sum f N_i + R \sum c l_i + R \sum T_{\text{уд}}, \quad (1.29)$$

$$M_{\text{сдв}} = R \sum T_{\text{сдв}}.$$

Подставляя значения  $M_{уд}$ ,  $M_{сдв}$  в формулу (1.21) и сократив на  $R$ , коэффициент устойчивости

$$K = \frac{\sum fN_i + \sum cl_i + \sum T_{уд}}{\sum T_{сдв}}. \quad (1.30)$$

## 1.6 Расчет устойчивости пойменной насыпи

### 1.6.1 Проектирование расчетного поперечного профиля пойменной насыпи

На листе миллиметровой бумаги вычерчивают поперечный профиль пойменной насыпи заданной высоты в масштабе 1:100 с откосами, с основной площадкой земляного полотна в соответствии с категорией дороги.

Расчетные нагрузки на основную площадку земляного полотна от подвижного состава  $P_p$  и от веса верхнего строения пути  $P_{вс}$  при расчете устойчивости откосов заменяются весом эквивалентных столбов грунта шириной  $b_p$  и  $b_{вс}$  и высотой  $h_p$  и  $h_{вс}$  (рисунок 1.18):

$$h_p = P_p / \gamma_{(0)}; \quad (1.31)$$

$$h_{вс} = P_{вс} / \gamma_{(0)},$$

где  $\gamma_{(0)}$  – удельный вес грунта на основной площадке земляного полотна, кН/м<sup>3</sup>.

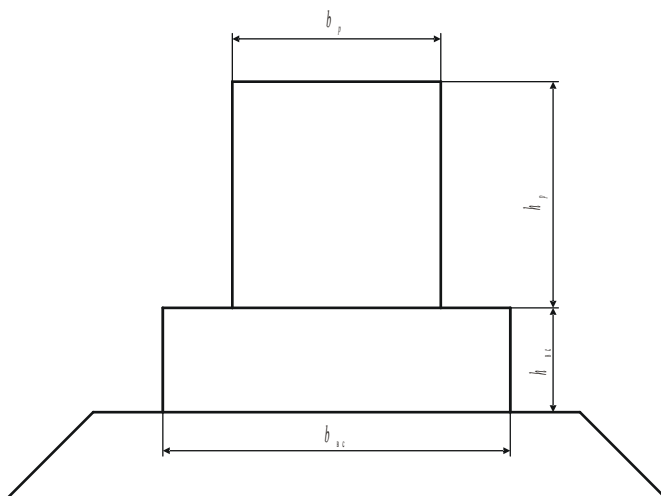


Рисунок 1.18 – Схема замены нагрузок эквивалентными столбами грунта

### 1.6.2 Определение характеристик грунтов насыпи и ее основания с учетом подтопления

На устойчивость откосов и склонов большое влияние оказывает вода: атмосферные осадки, грунтовые воды, воды водотоков, водохранилищ или пойменные воды на мостовых переходах. Насыщая грунт, вода существенно изменяет его свойства и в грунте возникают дополнительные фильтрационные силы, что уменьшает запас устойчивости откосов и склонов.

По мере подъема и стояния паводковых вод в пойме, вода инфильтрует в грунт насыпи. В зависимости от рода грунта насыпи и основания, его плотности и водопроницаемости, геометрических размеров насыпи могут быть различные случаи насыщения грунтов (рисунок 1.19 а, б, в). Последний случай встречается редко, но он отражает самое неблагоприятное сочетание условий влияния воды на устойчивость откосов насыпи (рисунок 1.19, в). Поэтому его принимают за расчетный: после длительного подъема и стояния паводка водопроницаемый грунт насыпи оказывается водонасыщенным до отметки наивысшего уровня воды (НУВ). Предполагается, что при начале спада паводка вода из поймы уходит внезапно и она эксфильтрует из тела насыпи под воздействием сил гравитации, ее верхний уровень очерчивается кривой депрессии, а над ним размещается зона сплошного капиллярного насыщения.

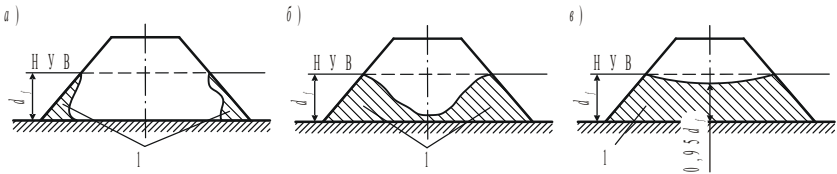


Рисунок 1.19 – Схемы насыщения насыпи паводковой водой:  
1 – водонасыщенный грунт

Именно такие условия положены в основу расчетной модели. Кривая депрессии заменяется ломаной с вершиной на оси насыпи.

Влияние воды на устойчивость откосов учитывается следующим образом. Изменяется удельный вес грунта (рисунок 1.20). Выше уровня сплошного капиллярного насыщения он равен фактическому при естественной влажности грунта; для шестого отсека, например, он имеет место в объеме, ограниченном частью площади отсека  $\omega^I$ . Если насыпь возведена из разнородных грунтов, то учитываются различные  $\gamma_s$  соответствующие разной естественной влажности разных грунтов. В зоне сплошного капиллярного насыщения (площадь части отсека  $\omega^{II}$ ) вода является дополнительной нагрузкой, поэтому удельный вес грунта увеличивается:

$$\gamma = \frac{\gamma_s + e\gamma_B}{1 + e}, \quad (1.32)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта,  $\text{кН/м}^3$ ;

$e$  – коэффициент пористости грунта;

$\gamma_B$  – удельный вес воды,  $\gamma_B \approx 10 \text{ кН/м}^3$ .

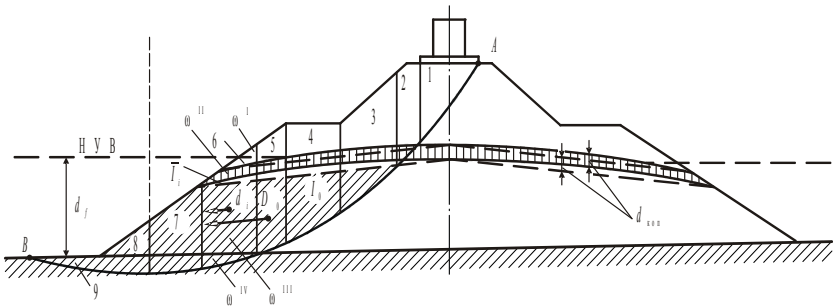


Рисунок 1.20 – Расчетная схема к оценке устойчивости пойменной насыпи

Величины капиллярного поднятия воды могут достигать в пылеватых, глинистых грунтах 2–3 м, в песках и супесях они составляют 0,3–0,4 м.

При водопроницаемом основании в зоне сплошного насыщения грунта водой (часть площади отсека  $\omega^{\text{III}}$ ) действуют силы противодействия и проявляется взвешивающее действие воды; в этом случае удельный вес грунта уменьшается

$$\gamma_{\text{мн}} = \frac{\gamma_s - \gamma_v}{1 + e_{0(\text{ср})}}, \quad (1.33)$$

где  $e_{0(\text{ср})}$  – средний коэффициент пористости.

Аналогично при водопроницаемости основания удельный вес его грунта (часть площади отсека  $\omega^{\text{IV}}$ ):

$$\gamma_{\text{мо}} = \frac{\gamma_s - \gamma_v}{1 + e_{\text{оси}}}, \quad (1.34)$$

где  $e_{\text{оси}}$  – коэффициент пористости, взятый по ветви нагрузки компрессионной кривой грунта основания от напряжений, вызванных весом грунта тела насыпи.

При наличии воды в теле насыпи уменьшается коэффициент трения и удельное сопротивление грунта:

$$f_{\text{мн}} = 0,75 \text{tg } \varphi; \quad C_{\text{мн}} = 0,5 C_{\text{сн}}. \quad (1.35)$$

Для основания насыпи

$$f_{\text{мо}} = 0,75 \text{tg } \varphi_{\text{оси}}; \quad C_{\text{мо}} = 0,5 C_{\text{оси}}. \quad (1.36)$$

### 1.6.3 Определение местоположения критической точки на основной площадке земляного полотна

После построения фиктивного профиля насыпи на основной площадке земляного полотна выбирают характерные точки для определения местоположения на ней критической (рисунок 1.21). Первая точка является бровкой земляного полотна, вторая находится в начале фиктивного столба от подвижного состава, а третья – по оси земляного полотна.

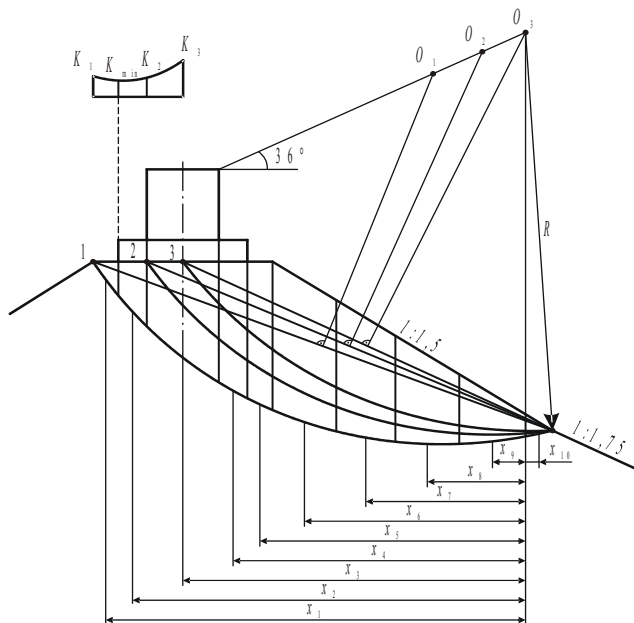


Рисунок 1.21 – Схема расчета устойчивости верхней части насыпи

Вначале исследуют устойчивость верхнего откоса насыпи крутизной 1:1,5. Для этого проводят линию центров кривых обрушения под углом  $36^\circ$  к горизонту из самой верхней точки земляного полотна. Затем соединяют между собой прямым отрезком одну из точек на оси площадки земляного полотна с точкой в месте перелома профиля откоса 1:1,5, восстанавливают перпендикуляр до пересечения его с линией центров. Из точки пересечения этих прямых описывают через указанные точки насыпи предполагаемую кривую обрушения. После этого сползающий массив разбивают на отсеки, определяют центр тяжести каждого из них и расстояния от центров тяжести до вертикального радиуса.

После расчета коэффициента устойчивости для трех кривых обрушения сверху напротив точек, расположенных по оси площадки земляного полотна, строят график и определяют минимальное значение  $K$ . Точку на основной площадке земляного полотна, которая соответствует минимальному значению  $K$ , называют критической точкой. Если  $K \geq 1,2$ , то проектируемый откос насыпи 1:1,5 устойчив или наоборот.

Расчет пойменной насыпи производят в табличной форме (таблица 1.4). Затем определяют коэффициент устойчивости.

Таблица 1.4 – Расчет пойменной насыпи

Радиус $R, \text{ м}$	Номера отсеков	$X_i$ , м	$\sin \beta_i =$ $= X_i / R$	$\cos \beta_i$	$\omega_i, \text{ м}^2$		
					$\omega_{i(\text{CH})}$	$\omega_{i(\text{MH})}$	$\omega_{i(\text{MO})}$
1	2	3	4	5	6	7	8

Продолжение таблицы 1.4

$\gamma_i,$ кН / м	$Q_i = \gamma_i \omega_i, \text{ кН}$			$\sum Q_i = Q_{\text{CH}} +$ $+ Q_{\text{MH}} + Q_{\text{MO}}$	$N_i =$ $= \sum Q_{\text{CO}}$
	$Q_{\text{CH}} =$ $= \gamma_{\text{CH}} \omega_{\text{CH}}$	$Q_{\text{MH}} =$ $= \gamma_{\text{MH}} \omega_{\text{MH}}$	$Q_{\text{MO}} =$ $= \gamma_{\text{MO}} \omega_{\text{MO}}$		
9	10	11	12	13	14

Продолжение таблицы 1.4

$f_i$	$fN_i,$ кН	$T_{i \text{сдв}} = \left  \sum Q_i \sin \beta_i \right _{\text{сд}}$	$T_{i \text{уд}} = \left  \sum Q_i \sin \beta_i \right $	$l_i, \text{ м}$
15	16	17	18	19

Окончание таблицы 1.4

$C_i = c_i l_i, \text{ кН}$			$D = I_0 \sum (\omega_{\text{MH}} + \omega_{\text{M}})$ кН	$K =$ $= \frac{(\sum fN_i + \sum C_i + \sum)}{\sum T_{i \text{сдв}} + D}$
$c_{i(\text{CH})}$	$c_{i(\text{MH})}$	$c_{i(\text{MO})}$		
$l_{i(\text{CH})}$	$l_{i(\text{MH})}$	$l_{i(\text{MO})}$	23	24
20	21	22		

#### 1.6.4 Расчет устойчивости низовых откосов пойменной насыпи

Далее расчет устойчивости ведут для следующего откоса крутизной 1:1,75. Для этого соединяют прямой критическую точку на основной площадке и точку перелома откоса 1:1,75 (рисунок 1.22), из середины полученного отрезка восстанавливают перпендикуляр до пересечения с линией центров кривых обрушения. Из полученной точки при пересечении прямых описывают кривую обрушения и разбивают массив на отсеки.





верха укрепительной бермы. С этой целью строят боковой график коэффициента устойчивости. Основание графика вычерчивают параллельно откосу с крутизной 1:1,75 и напротив точек перелома профиля насыпи в принятом масштабе откладывают соответственно значению коэффициента устойчивости.

Графически находят  $K=1,2$  и по нему определяют местоположение точки на откосе насыпи, до которой она является устойчивой. Это и будет отметка верха присыпки укрепительной бермы по условию устойчивости.

Окончательно верх укрепления откоса насыпи принимается после установления верхней границы защитного укрепления откоса по волновому режиму. Из двух значений принимают большее и на прямой и на принятой отметке производится присыпка укрепительной бермы.

После устройства бермы производится расчет устойчивости насыпи с бермой на всю ее высоту (рисунок 1.23).

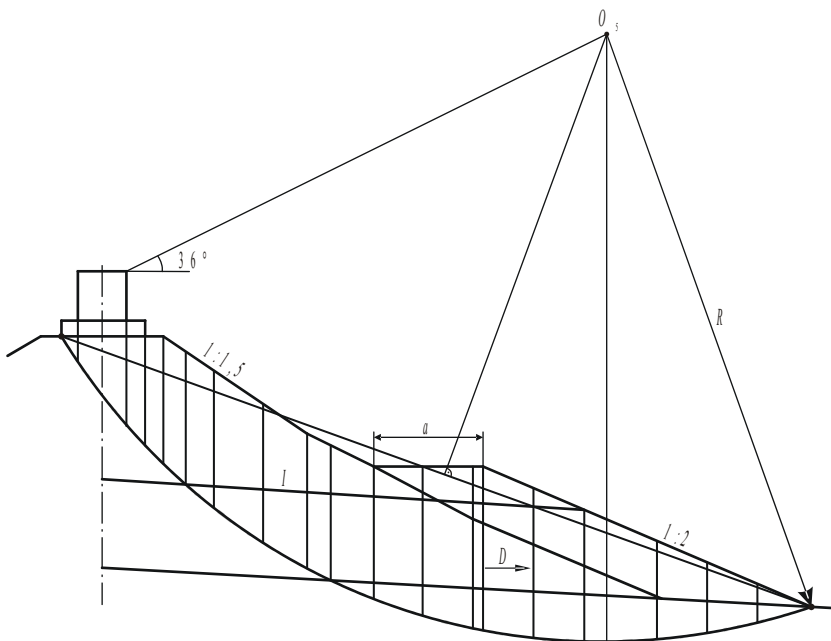


Рисунок 1.23 – Схема устойчивости насыпи с бермой

При этом кривую обрушения проводят через критическую точку и точку пересечения откоса бермы основания. Если  $K \geq 1,2$ , то насыпь с бермой является устойчивой.

Если  $K < 1,2$ , то увеличивают ширину бермы по верху и повторяют расчет устойчивости с уширенной бермой и т. д., до получения  $K \geq 1,2$ .

Ширину бермы поверху назначают не менее 3–4 метров из условий производства земляных и укрепительных работ. При недостаточной устойчивости насыпи ширину бермы увеличивают до 10–15 м. Поверхности бермы придают поперечный уклон 0,04 для ската атмосферных осадков. Если защитные бермы устанавливают в одном уровне с основной площадкой насыпи, то их ширина может быть менее 3 м. Подтопляемые откосы бермы должны быть не круче 1:2 и без переломов в поперечном профиле.

Коэффициент устойчивости должен быть таким, чтобы не только обеспечивалась требуемая степень устойчивости грунтового массива, но и учитывались факторы, прямо не вошедшие в расчет. Кроме того, при назначении этого коэффициента следует учитывать степень соответствия расчетной схемы действительным условиям работы массива, степень точности различного рода построений и вычислений. При этом характеристики грунтов и внешние нагрузки должны приниматься в их предельных значениях с заданным уровнем вероятности.

### **1.7 Влияние на устойчивость откосов насыпей динамического характера поездных нагрузок**

При расчете устойчивости откосов внешняя поездная нагрузка учитывается в статической расчетной схеме в виде фиктивного столба грунта при интенсивности нагрузки  $P_p$ . Такая схема учета правомерна при расчетах устойчивости нестабильных откосов выемок, а при оценке устойчивости откосов насыпей указанный метод учета внешней поездной нагрузки не отражает специфических условий работы насыпи при воздействии динамической нагрузки.

Динамическое напряжение  $P_p$ , включаемое в статическую расчетную схему, учитывает действие динамических сил, возникающих при колебаниях обрессоренных и необрессоренных масс экипажа, и динамический характер поездных нагрузок учитывается только как бы до уровня оси основной площадки земляного полотна и отражается только на величине  $P_p$ . Однако фактически в насыпи при проходе поезда возникает сложный колебательный процесс, неравномерный в пространстве и времени. Он характеризуется кратковременным силовым «обжатием» всей насыпи весом поезда, возникновением низкочастотных колебаний грунтов и высокочастотных вибраций (наличие неровностей).

При колебаниях масс грунтов и виброперемещениях их частиц проявляются инерционные (динамические) силы, диссипативные силы (силы сопротивления), а также происходит снижение сопротивления грунтов сдвигу.

Это проявление называют динамическим состоянием насыпи в отличие от статического, которое имеет место, когда поезда нет или он стоит. Динамическое состояние, существенно снижающее устойчивость откосов, никак не учитывается величиной  $P_p$ .

Сущность модели оценки устойчивости откосов насыпи с учетом ее динамического состояния можно уяснить из рисунка 1.24. На основной площадке насыпи действует динамическая составляющая поездной нагрузки  $P_0$ . В расчетных точках на поверхности  $CD$  возможно смещение, приложена равнодействующая  $Q_i$  сил веса, инерционной и диссипативной сил. По основанию отсека действуют реактивные силы сцепления и трения, переменные силы сцепления и трения, увеличивающиеся по мере удаления  $r$  от точки приложения  $P_0$ .

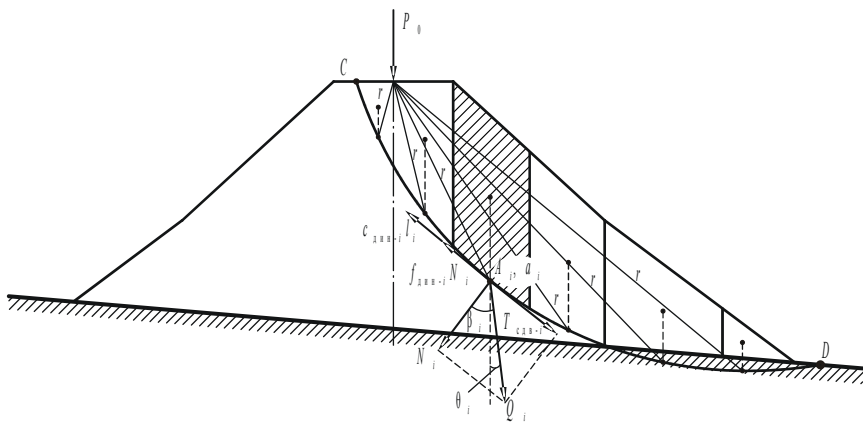


Рисунок 1.24 – Схема к учету динамического состояния насыпи при расчетах устойчивости откосов

Все проявления динамического процесса ниже уровня основной площадки можно учесть введением в статическую модель некоторой приведенной внешней нагрузки

$$P_{пр} = P_p I, \quad (1.39)$$

где  $I$  – интегральный параметр, суммарно учитывающий все проявления динамического состояния; зависит от высоты насыпи, рода и состояния грунта, типа основания (рисунок 1.25).

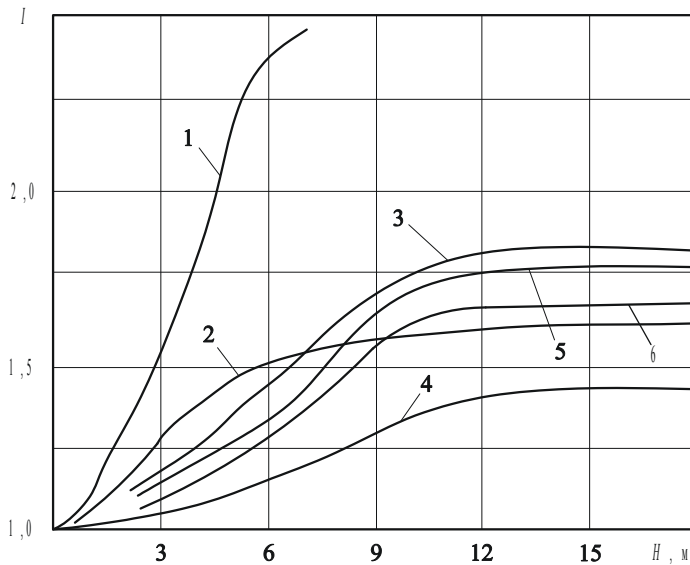


Рисунок 1.25 – Значения интегральных параметров  $I$  для различных условий

С помощью  $I$  получен коэффициент динамики

$$a_d = \frac{K_{ст \min}}{K_{дин \min}}, \quad (1.40)$$

где  $K_{ст \min}$  – коэффициент устойчивости части насыпи высотой  $H_i$ , м, и полной высоты  $H$ , м, рассчитанный при внешней нагрузке  $P_p$ , Па;

$K_{дин \min}$  – то же, но при внешней нагрузке  $P_{пр}$ , Па.

Следовательно, для учета динамического состояния насыпи данной высоты или части ее откоса по рассматриваемой поверхности смещения необходимо определить  $K_{ст}$  и найти

$$K_{дин} = \frac{K_{ст}}{a_d}. \quad (1.41)$$

Значения  $a_d$  приведены в таблице 1.5.

Таблица 1.5 - Значения коэффициента динамки

$H, \text{ м}$	$H_p, \text{ м}$	Грунты																							
		Суглинки								Супеси								Пылеватые пески							
		Внешняя поездажная нагрузка $P_p, \text{ кПа}$																							
20	40	60	80	100	20	40	60	80	100	20	40	60	80	100	20	40	60	80	100						
3	3	1,02	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06	1,09	1,11	1,12	1,13	1,03	1,05	1,06	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07					
	6	1,05	1,08	1,10	1,11	1,13	1,08	1,13	1,16	1,17	1,18	1,06	1,12	1,15	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16					
6	6	1,03	1,05	1,06	1,07	1,16	1,04	1,07	1,09	1,10	1,11	1,03	1,07	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,10					
	9	1,11	1,16	1,20	1,23	1,23	1,09	1,13	1,17	1,19	1,19	1,08	1,16	1,20	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22					
9	6	1,06	1,10	1,13	1,16	1,17	1,06	1,10	1,12	1,15	1,16	1,06	1,10	1,13	1,15	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18					
	9	1,04	1,08	1,09	1,12	1,13	1,02	1,06	1,07	1,08	1,09	1,04	1,06	1,08	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10					
12	3	1,13	1,19	1,24	1,26	1,28	1,11	1,17	1,21	1,23	1,25	1,09	1,17	1,20	1,22	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23					
	6	1,07	1,12	1,16	1,19	1,21	1,07	1,12	1,15	1,19	1,20	1,06	1,11	1,14	1,17	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18					
12	9	1,05	1,08	1,12	1,14	1,16	1,04	1,08	1,13	1,17	1,19	1,03	1,08	1,11	1,14	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16					
	12	1,04	1,07	1,09	1,11	1,13	1,01	1,06	1,07	1,08	1,09	1,02	1,05	1,07	1,08	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09					
15	3	1,13	1,19	1,24	1,26	1,28	1,11	1,17	1,21	1,23	1,25	1,09	1,18	1,21	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23					
	6	1,07	1,12	1,16	1,19	1,21	1,07	1,12	1,15	1,19	1,20	1,06	1,11	1,14	1,17	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19					
15	9	1,05	1,09	1,12	1,15	1,16	1,04	1,08	1,13	1,18	1,19	1,04	1,08	1,11	1,14	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16					
	12	1,02	1,05	1,08	1,09	1,11	1,04	1,08	1,10	1,12	1,13	1,03	1,06	1,08	1,10	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11					
15	15	1,02	1,04	1,06	1,08	1,09	1,01	1,04	1,06	1,07	1,10	1,01	1,03	1,06	1,08	1,10	1,11	1,11	1,11	1,11					
	3	1,13	1,20	1,25	1,26	1,28	1,11	1,17	1,22	1,23	1,25	1,09	1,18	1,21	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23					
18	6	1,07	1,12	1,16	1,19	1,21	1,07	1,12	1,15	1,19	1,20	1,06	1,11	1,14	1,17	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19					
	9	1,03	1,09	1,12	1,14	1,16	1,04	1,08	1,13	1,17	1,19	1,04	1,08	1,11	1,14	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16					
18	12	1,02	1,05	1,08	1,09	1,11	1,04	1,08	1,10	1,13	1,13	1,03	1,06	1,08	1,10	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11					
	15	1,02	1,04	1,05	1,07	1,08	1,03	1,05	1,07	1,08	1,11	1,02	1,04	1,05	1,08	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09					
18	18	1,02	1,04	1,05	1,06	1,07	1,01	1,04	1,05	1,07	1,09	1,01	1,03	1,06	1,08	1,10	1,11	1,11	1,11	1,11					
	3	1,13	1,19	1,24	1,26	1,28	1,11	1,17	1,21	1,23	1,25	1,09	1,17	1,20	1,22	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23					

## 1.8 Особенности расчета устойчивости откосов в сейсмических районах

Влияние сейсмичности на земляное полотно требует обеспечить устойчивость сооружений при воздействии на них ударных и вибрационных нагрузок, вызываемых землетрясениями. Указанное влияние учитывается для железных дорог в районах с сейсмичностью 7-9 баллов. В этих случаях требуется сооружение земляного полотна по индивидуальным проектам.

Расчетная сейсмичность для насыпей принимается по сейсмическим свойствам грунтов верхнего метрового слоя основания, выемок – в зависимости от сейсмических свойств грунтов 10-метрового слоя ниже контура откосов выемки.

При расчетной сейсмичности 9 баллов и высоте насыпи  $H > 4$  м откосы ее из дисперсных грунтов следует уположивать на 1:0,25. При возведении насыпей из разнородных грунтов необходимо размещать в верхних слоях более легкий грунт. На косогорах не рекомендуется применять полунасыпи-полувыемки. В районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов низовой откос насыпей, располагаемых на косогорах круче 1:2, нужно усиливать поддерживающими сооружениями.

При оценке устойчивости откоса сейсмическая сила, действующая на любой отсек блока возможного смещения (рисунок 1.26),

$$Q_{c-i} = m_i n_c \rho, \quad (1.42)$$

где  $m_i$  – масса грунта в пределах отсека ( $m_i = \frac{Q_{g-i}}{g}$ , кг; где  $Q_{g-i}$  – вес отсека,

Н/м<sup>3</sup>);

$n_c$  – коэффициент динамичности (зависит от рода грунта, класса сооружения и высоты насыпи;  $n_c = 1$  у подошвы насыпи,  $n_c = 2$  у бровок);

$\rho$  – ускорение сейсмической волны, м/с<sup>2</sup>.

Подставив в формулу (1.42), получим

$$Q_{c-i} = n_c \frac{Q_{g-i}}{g} \rho = n_c \mu_c Q_{g-i} = \mu Q_{g-i}, \quad (1.43)$$

где  $\mu_c = \frac{\rho}{g}$  – коэффициент сотрясения;

$\mu = n_c \mu_c$  – динамический коэффициент сотрясения.

Направление сейсмической волны непредсказуемо, поэтому в расчетах принимают, что  $Q_{c-i}$  направлена горизонтально и тогда равнодействующая силы веса  $Q_{g-i}$  и сейсмической силы  $Q_{c-i}$

$$Q_i = \sqrt{Q_{g-i}^2 + Q_{c-i}^2}. \quad (1.44)$$

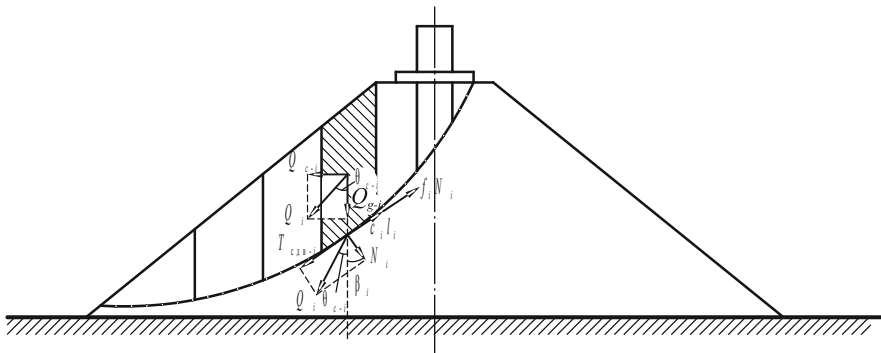


Рисунок 1.26 – Схема к учету сейсмической силы при расчетах устойчивости откосов

Учитывая выражение (1.43), получим

$$Q_i = Q_{g-i} \sqrt{1 + \mu^2}. \quad (1.45)$$

Эта равнодействующая раскладывается на тангенциальную и нормальную:

$$T_i = Q_i \sin (\Theta_{c-i} + \beta_i);$$

$$N_i = Q_i \cos (\Theta_{c-i} + \beta_i), \quad (1.46)$$

где  $\Theta_{c-i}$  – угол отклонения равнодействующей силы от вертикали;

$$\operatorname{tg} \Theta_{c-i} = \frac{Q_{c-i}}{Q_{g-i}} = \frac{\mu Q_{g-i}}{Q_{g-i}} = \mu. \quad (1.47)$$

## 1.9 Проектирование равноустойчивых откосов



Равноустойчивыми откосами насыпей и выемок или откосами контрбанкетов, сооружаемых для усиления насыпей (рисунок 1.27), являются такие, у которых любые части имеют примерно одинаковые наименьшие из всех возможных коэффициентов устойчивости  $K_{\min \min}$  и при этом выполняется условие, что все  $K_{\min \min} \approx [K]$ . В этом случае устойчивость откосов по всей их высоте будет обеспечена, а объемы работ будут минимальными.

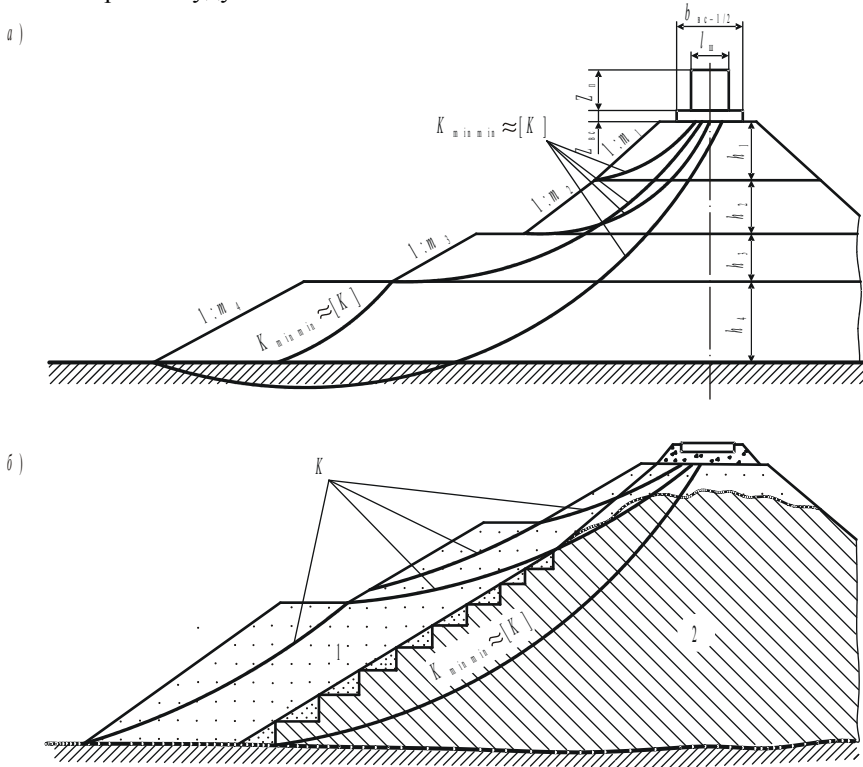


Рисунок 1.27 – Схема равноустойчивого откоса:

а – проектируемой насыпи; б – контрбанкета усиливаемой эксплуатируемой насыпи;  
1 – дренирующий грунт; 2 – глинистый грунт

Для определения  $K_{\min \min}$  при проектировании верхней части насыпи (рисунок 1.28) используется метод направленного поиска. Части откоса задаются высотой  $h_i$  и его крутизной 1:  $m_i$ . При наличии фиктивных внешних нагрузок  $Z_n$  и  $Z_{вс}$  рассчитывается серия  $K$  для



расчеты стабильности оснований насыпей или под основной площадкой выемок.

Характерные виды деформаций выпирания основания насыпей и основных площадок выемок представлены на рисунке 1.29. Деформация грунтового массива в этом случае характеризуется следующими фазами (рисунок 1.30).

Чтобы не было деформаций выпирания и сдвига, необходимо, чтобы в любой точке «С» массива было выполнено условие

$$\tau \leq f\sigma + c, \quad (1.48)$$

где  $\tau$  – касательное напряжение, действующее на некоторой площадке, включающей рассматриваемую точку, Па;

$f = \operatorname{tg} \varphi$ ,  $c$  – параметры сопротивления сдвигу;

$\sigma$  – нормальное напряжение, действующее на эту же площадку, Па.

Стабильность против сдвига и выпирание оценивается коэффициентом стабильности

$$K_0 = \frac{f\sigma + c}{\tau} \geq [K_0], \quad (1.49)$$

где  $[K_0]$  – допускаемый коэффициент стабильности; он не нормирован и определяется так же, как и  $[K]$ .

Рассматривается плоская задача и, как известно из строительной механики,

$$\begin{aligned} \tau &= (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \alpha \cos \alpha; \\ \sigma &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha, \end{aligned} \quad (1.50)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – главные напряжения, Па;

$\alpha$  – угол наклона площадки сдвига, град.

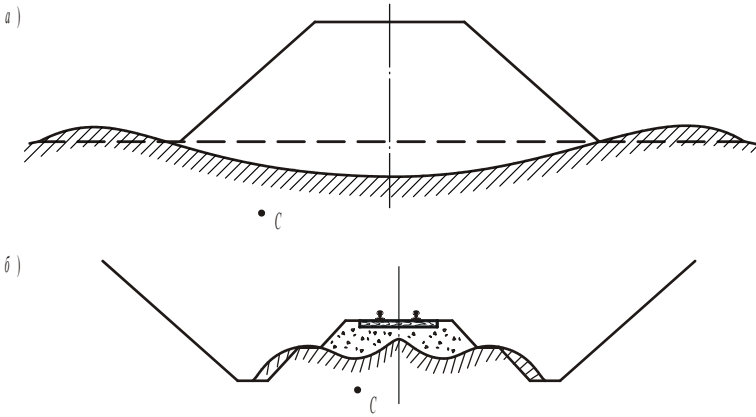


Рисунок 1.29 – Характерные виды деформаций выпирания:  
*a* – оснований насыпи; *б* – основных площадок выемок

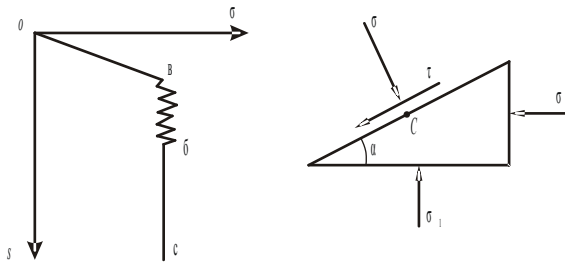


Рисунок 1.30 – Фазы деформаций (*a*) и схема действующих напряжений (*б*):  
 ов – уплотнение; вб – сдвиги; бс – выпирание

Выполнив преобразования, получим

$$K_0 = \frac{A}{\sin \alpha \cos \alpha} - f \operatorname{tg} \alpha . \quad (1.51)$$

Так как для рассматриваемой точки  $A = \text{const}$ , то  $K_0$  при данных  $\Phi$  и  $C$  и действующих напряжениях является функцией только  $\alpha$ , т. е.

$$K_0 = K_0(\alpha). \quad (1.52)$$

Следовательно,  $k_{0-\min}$  и  $\alpha = \alpha_{\text{крит}}$  могут быть найдены из условий решения экстремальной задачи:

$$\frac{\partial k_0}{\partial \alpha} = 0 \quad \text{и} \quad \frac{\partial^2 k_0}{\partial \alpha^2} > 0.$$

Взяв первую и вторую производные по  $\alpha$  уравнения (1.51), получим:

$$\alpha_{\text{крит}} = \sqrt{\frac{A}{A - f}};$$

$$K_{0\text{min}} = 2\sqrt{A(A - f)}. \quad (1.53)$$

Расчет  $K_{0\text{min}}$  производится для ряда точек массива и строятся изолинии (рисунок 1.31) равных значений  $K_{0\text{min}}$ . Расчет для выемок производится аналогично.

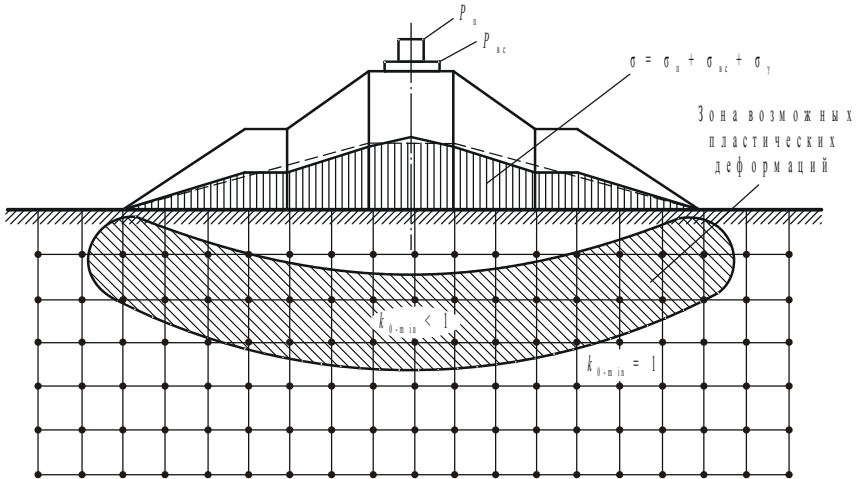


Рисунок 1.31 – Схема к оценке стабильности основания насыпи

## 2 ЗАЩИТА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ОТ РАЗМЫВА

Тип укрепления и вид защиты земляного полотна от размыва назначаются в зависимости от значимости и размеров сооружения, топографических, климатических, грунтовых и гидрогеологических условий, наличия местных материалов, сроков сооружения и других факторов.

Основными расчетными параметрами при проектировании укреплений являются: скорость течения поверхностной воды  $v_p$ , глубина потока  $d_f$  и

высота волны с заданной  $i$ -й обеспеченностью, процент ее неперевышения  $h_i\%$ .

Применяют следующие основные типы защитных и укрепительных устройств.

*Искусственный дерновой покров (засев травой)* образуется посевом семян многолетних злаковых и бобовых трав. Дерн способен предохранить поверхности земляного полотна от размыва при  $v_p \leq 1,5$  м/с в зависимости от глубины потока и даже защитить от небольшого волнового воздействия при  $h_i\% \leq 0,20$  м.

Посев трав осуществляется способом гидропосева с добавлением в смесь семян с водой мульгирующих добавок (опилок, торфяной корки) и пленкообразующего материала без использования растительной земли или механизированным способом посева по слою растительной земли.

*Крупнообломочными грунтами* покрытие откосов применяется там, где посев трав невозможен или экономически неоправдан.

*Мощение* из булыжного камня одиночное или двойное на подготовке из мелкого щебня как способ защиты применяется редко, т. к. требует исключительно ручной работы. Однако он надежен и позволяет укреплять откосы или конусы мостов при  $v_p \leq 2,5$  м/с и  $h_i\% \leq 1,5$  м.

Каменные наброски из разрыхленных слабыветренных скальных грунтов выполняются в виде защитных призм или набросок разной формы. Они могут быть однослойными и многослойными из слоев камней разного размера (большого – в верхних слоях). Наброски, изображенные на рисунках 2.1–2.3, применяются при наличии постоянного подтопления пойменными водами.

В материале количество обломков расчетного размера  $d_k$ , м, должно быть не менее 50 % для обеспечения целостности наброски. Размер  $d_k$  определяется исходя из требований обеспечения устойчивости камня на откосе данной крутизны при наличии вдольберегового течения воды с расчетной скоростью  $v_p$ , или при воздействии волноприбоя с расчетной высотой волны  $h_i\%$ , или из сочетания этих двух воздействий.

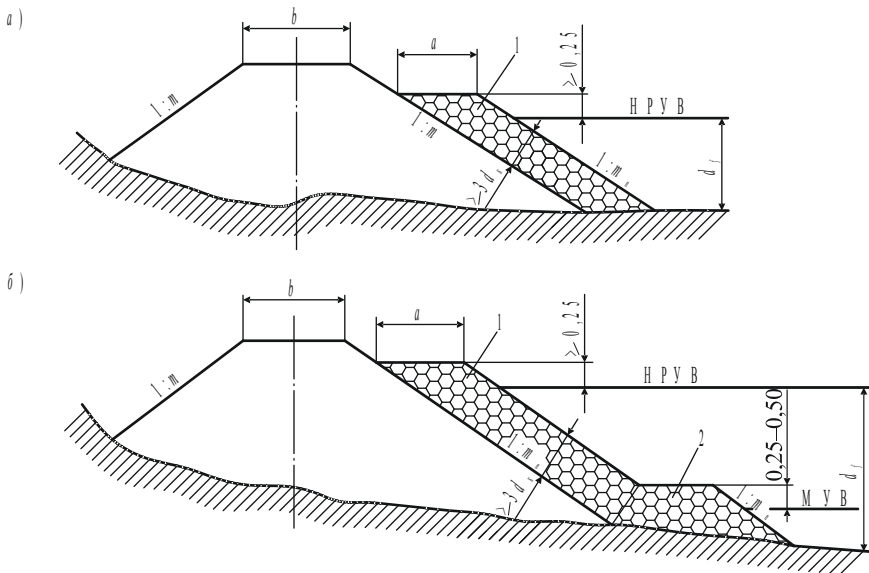


Рисунок 2.1 – Укрепление насыпи:

*a* – при неразмываемых грунтах основания; *b* – при размываемых грунтах основания;  
 1 – каменная наброска; 2 – упорная призма; НРУВ и МУВ – соответственно наивысший расчетный и наинизший уровни воды

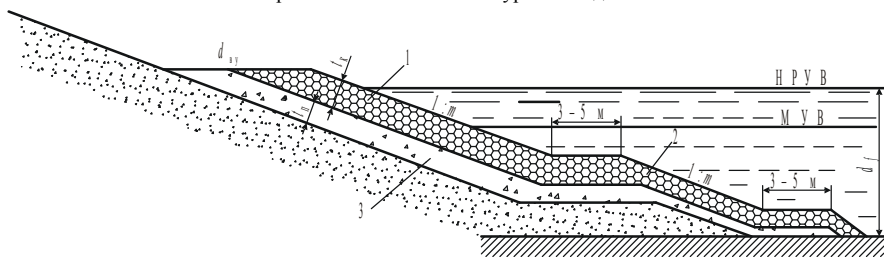


Рисунок 2.2 – Укрепление откоса постоянно подтопленной насыпи каменной наброской на обратном фильтре:

1 – основное укрепление; 2 – облегченное укрепление; 3 – обратный фильтр;  $t_n$ ,  $t_k$  – толщина соответственно подушки и самой наброски;  $d_{вы}$  – отметка верха укрепления;  
 НРУВ и МУВ – соответственно наивысший расчетный и наинизший уровни воды

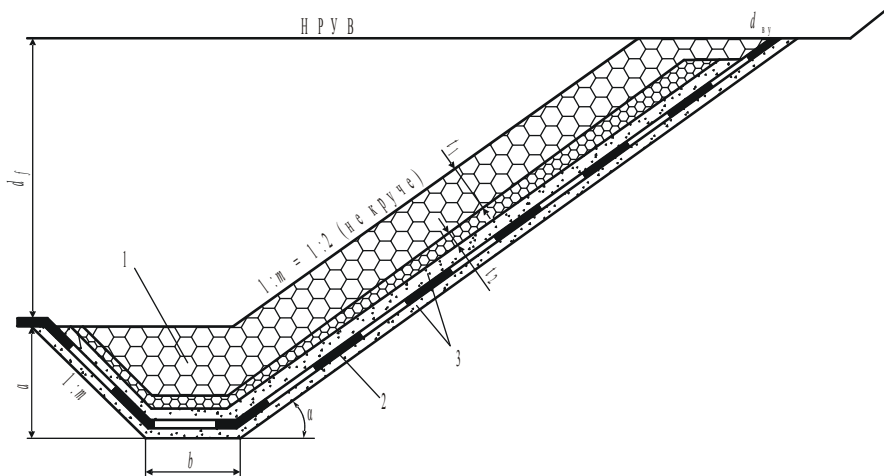


Рисунок 2.3 – Укрепление откоса пойменной насыпи двухслойной каменной наброской на геотекстиле:  
 1 – рисберма; 2 – геотекстиль; 3 – песчано-гравийная смесь;  $d_{uy}$  – отметка верха укрепления; НРУВ – наивысший расчетный уровень воды

При наличии вдольберегового течения

$$d_k = \frac{v_p^2}{A^2 \cdot 2q \left( \frac{\gamma_k - \gamma_B}{\gamma_B} \right)} \cos \alpha, \quad (2.1)$$

где  $v_p$  – расчетная скорость течения, м/с, принимается как средняя скорость потока по вертикали у подошвы откоса в рассматриваемом сечении;

$A$  – коэффициент, учитывающий устойчивость камня на откосе ( $A = 1$  на участках крутых поворотов русла реки  $R < 300$  м;  $A = 1,15$  во всех остальных случаях);

$q$  – ускорение силы тяжести, м/с<sup>2</sup>;

$\gamma_k, \gamma_B$  – удельный вес камня и воды соответственно, Н/м<sup>3</sup>;

$\alpha$  – угол наклона поверхности откоса к горизонту, град.

Толщина защитного слоя призмы  $a \geq 3d_k$ , но не менее 1 м, а если призма сооружается не одновременно с ядром насыпи, то не менее 3 м.

При проектировании набросок из рваного камня для защиты подтопляемых насыпей масса камня  $m_k$  определяется по состоянию его предельного



равновесия от действия ветровых волн:

$$m_k = \frac{k_{f-r} \rho_m h_{i\%}^2 \bar{\lambda}}{\left( \frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right) \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^3 \alpha}}, \quad (2.2)$$

где  $k_{f-r}$  – коэффициент, зависящий от формы элемента (для камня  $k_{f-r} = 0,025$ );

$\rho_m, \rho$  – плотности материалов камня и воды соответственно, т/м<sup>3</sup>,

( $\rho_m = \gamma_m / g$  и  $\rho = \gamma_B / g$ );

$\bar{\lambda}$  – средняя длина волны, м.

В этом случае

$$d_k = 1,2408 \sqrt[3]{\frac{m_k}{\rho_m}}. \quad (2.3)$$

Толщину каждого слоя наброски, если она многослойная, можно приблизительно определить по формуле

$$t = a d_{ш-i}, \quad (2.4)$$

где  $a = 2,0$  при многослойной,  $a = 2,5$  при однослойной из сортированного камня и  $a = 3,0$  при однослойной наброске из несортированной горной массы;

$d_{ш-i}$  – расчетный линейный размер камня данного слоя, приведенный к шару, м, определяется по формуле (2.3).

При постоянном подтоплении откоса в верхней части, где волновое воздействие и скорости течения максимальны, укрепление может быть более мощным.

Устройство укреплений из каменных набросок целесообразно при

$v_p \leq 1,5 \dots 5$  м/с и  $h_{i\%} \leq 1,5$  м.

*Габионные структуры* в виде коробчатых габионов или матрасов Рено (низкие габионы) в настоящее время широко применяются для создания различных поддерживающих сооружений и защитных (рисунок 2.4).

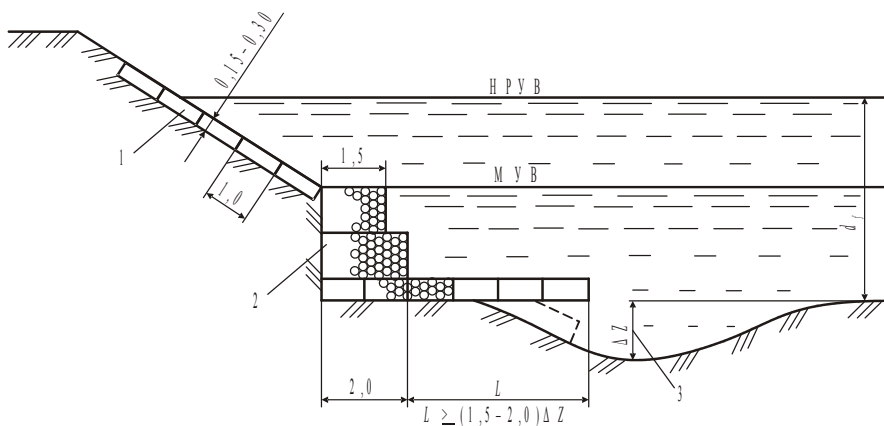


Рисунок 2.4 – Защитное сооружение из габионов и матрасов Рено:  
1 – матрасы Рено; 2 – габионы; 3 – максимальная предусматриваемая эрозия

Конструктивно габион представляет собой проволочный осто, заполненный камнем. Коробчатые габионы – это ящики прямоугольной формы с откидными крышками из оцинкованной сетки, имеющей шестигранные звенья с двойным кручением. Ящики заполняются камнем, крышка закрывается и прикрепляется к стенкам проволокой. В зависимости от высоты ящика коробчатые габионы подразделяются на высокие от 0,5 до 1,0 м и низкие от 0,17 до 0,3 м – матрасы Рено. Для заполнения применяется любой каменный материал с большим удельным весом (не менее  $17 \text{ кН/м}^3$ ) и пористостью  $n = 0,3 \dots 0,4$ , морозоустойчивый, прочный, не размываемый водой, обладающий хорошей твердостью. Размер камня должен быть не менее в 1,5 раза больше размера сетки.

Использование габионов более экономично и надежно, т. к. они оказывают высокую сопротивляемость нагрузкам, имеют высокую прочность армирующих элементов, обладают коррозионной устойчивостью, имеют проницаемость и пористость конструкций, которая обеспечивает дренирование обратной засыпки, что исключает устройство дренажей, обладает гибкостью, имеет низкие эксплуатационные расходы.

Габионные сооружения отвечают требованиям экологии: они не препятствуют росту растительности и с течением времени становятся частью ландшафта.

Расчет защитного покрытия заключается в определении толщины облицовки, подборе размеров и массы камня, проверке прочности металлической сетки. Для обеспечения герметичности рекомендуется использовать матрасы Рено и гидравлическую битумную мастику.

Расчет требуемой толщины (высоты) габиона или матраца Рено производится следующим образом.

Если габионная структура размещается в местности, где отсутствуют ветровые волны, но имеет место скорость течения  $v_p$ , то толщина габиона принимается конструктивно.

При наличии ветровых волн с расчетной высотой волны  $h_{i\%}$  необходимая толщина определяется по следующим формулам:  
при крутизне откоса или бермы  $1 : m \geq 1 : 3,5$

$$t = \frac{h_{i\%}}{3(1-n)(\rho_m - 1) \operatorname{ctg} \alpha}; \quad (2.5)$$

при  $1 : m < 1 : 3,5$

$$t = \frac{h_{i\%}}{7(1-n)(\rho_m - 1) \operatorname{ctg} \alpha^{1/3}}, \quad (2.6)$$

где  $n$  – пористость габиона;

$\rho_m$  – плотность камня, т/м<sup>3</sup>;

$\alpha$  – угол наклона откоса или бермы, град.

Пористость габиона выбирается в зависимости от удельного веса камня по графику рисунка 2.5.

Плотность камня

$$\rho_m = \frac{\gamma_s}{q}, \quad (2.7)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес камня, кН/м<sup>3</sup>.

Полученная величина  $t$  округляется в большую сторону до стандартной для габионов.

Требуемая масса камня  $m_k$  в зависимости от расчетной высоты волны  $h_{i\%}$  определяется по диаграмме (рисунок 2.6). Соответствующий этой массе размер определяется по формуле (2.1).

Проверяется достаточность крупности камня:

$$d_k \geq (1,0 \dots 2,0)D, \quad (2.8)$$

где  $D$  – расчетный размер ячейки, м (стандартные  $0,06 \times 0,08$  и  $0,08 \times 0,1$  м).

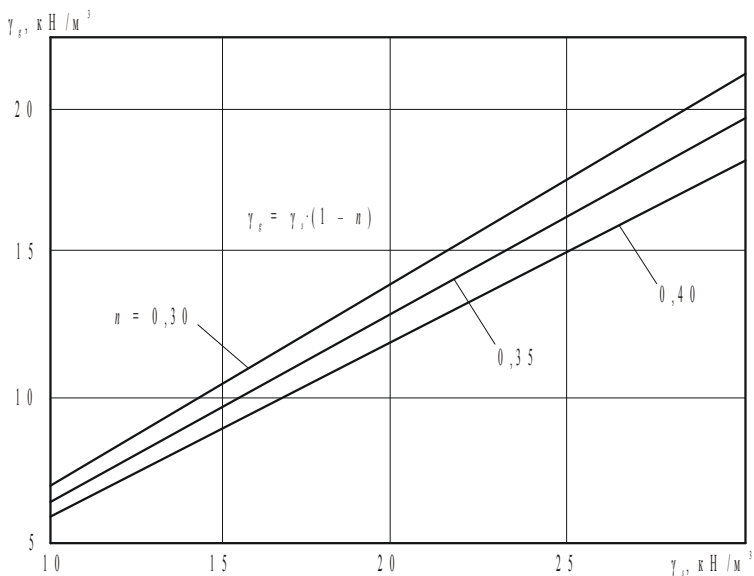


Рисунок 2.5 – Диаграмма для определения удельного веса габиона  $\gamma_g$

Габионная структура проверяется на деформацию. Устанавливаются действующие и критические величины касательных напряжений:

– действующие

для дна реки

$$\tau_B = \gamma_B d_f i; \quad (2.9)$$

для откоса и берега

$$\tau_m = 0,75 \gamma_B d_f i, \quad (2.10)$$

где  $i$  – уклон дна; для откоса или берега  $i = \operatorname{tg} \alpha$ ;

– критические

для дна реки

$$\tau_c = 0,1(\gamma_m - \gamma_B) d_{50}; \quad (2.11)$$

для откоса и берега

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}}, \quad (2.12)$$

где  $\gamma_m$  – удельный вес камня,  $\text{kH}/\text{M}^3$ ;

$d_{50} = d_k$  – расчетный размер камня, м;

$\Phi$  – угол внутреннего трения камня засыпки,  $\Phi = 41^\circ$ .

При превышении действительных касательных напряжений критических величин начинается деформация габионов под действием потока. При коэффициенте запаса 1,2 и если  $1,2 \tau_b \geq \tau_s$ , то определяется параметр  $c$ :

для дна

$$c = \frac{(\tau_b - \tau_c)}{(\gamma_m - \gamma_b)} d_{50}; \quad (2.13)$$

для откоса или берега

$$c = \frac{(\tau_m - \tau_s)}{(\gamma_m - \gamma_b)} d_{50}. \quad (2.14)$$

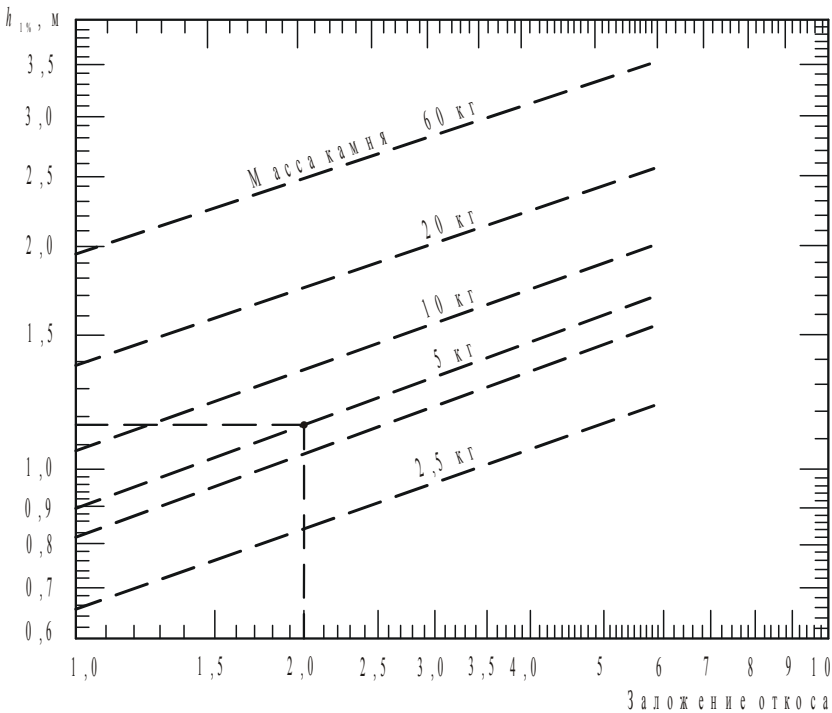


Рисунок 2.6 – Диаграмма крупности камня в габионах в зависимости от высоты волн  $h_{1\%}$

При известном  $c$  допускаемая глубина деформации  $\Delta z$  находится по соотношению

$$\frac{\Delta z}{d_{50}} \leq 2 \left( \frac{t}{d_{50}} - 1 \right). \quad (2.15)$$

Соотношение  $\frac{\Delta z}{d_{50}}$  находится по графику рисунка 2.7. Если соотношение не выдерживается, то следует увеличить размер камня.

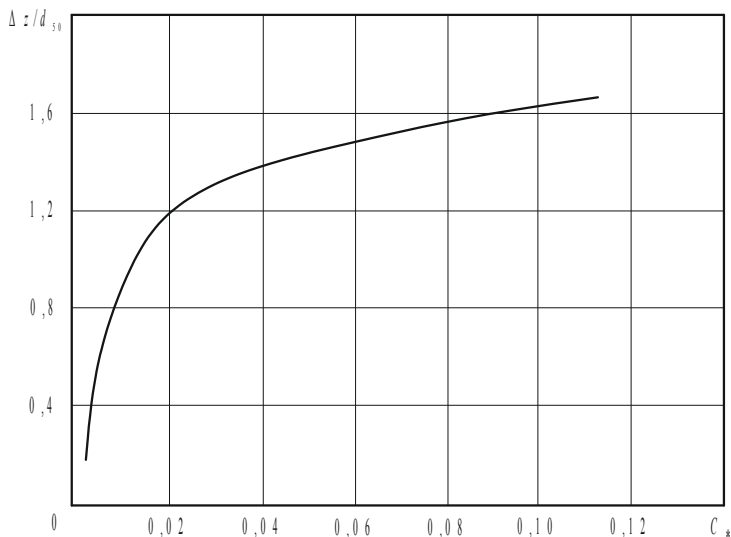


Рисунок 2.7 – Диаграмма для определения параметра

Целостность габиона проверяется на скорость фильтрации под ним. При определяемых скоростях потока под слоем габионов появляется так называемая скорость фильтрации  $v_B$ , м/с, которая имеет максимальное значение на границе габион – грунт.

$$v_B = \frac{1}{n_f} \left( \frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} i^{1/2}, \quad (2.16)$$

где  $n_f$  – коэффициент шероховатости дна или поверхности откоса или берега,

для глинистых грунтов  $\frac{1}{n_f} = 0,033$ , для гравийной подготовки  $n_f =$

$=0,025$ ; для геотекстиля  $n_f = 0,02$ .

Величина  $v_B$  сравнивается с допустимой скоростью фильтрации  $v_e$  для самого грунта. Для несвязного грунта

$$v_e = d_{50}^{1/2}; \quad (2.17)$$

для связного грунта  $v_e$  определяется по диаграмме (рисунок 2.8) в зависимости от его пористости.

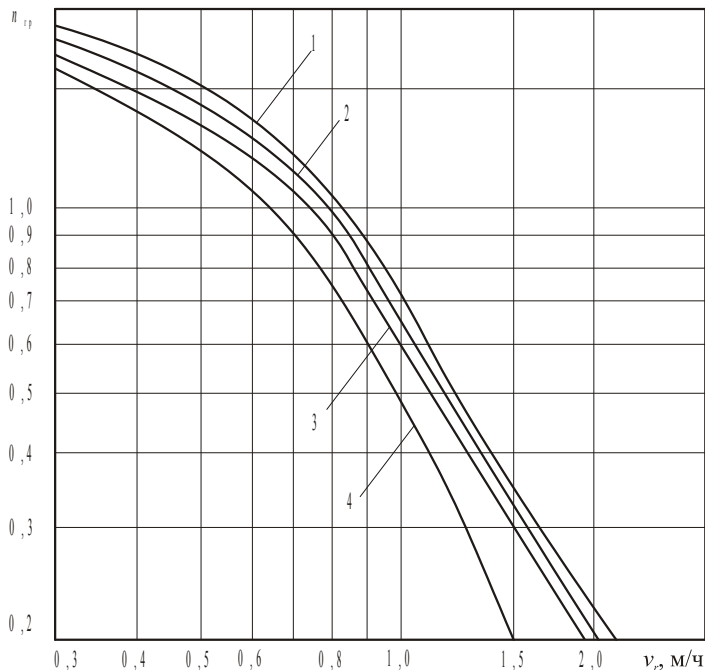


Рисунок 2.8 – Диаграмма для определения скорости фильтрации в глинистых грунтах:

1 – смесь; 2 – суглинок; 3 – глина; 4 – слабая глина

Чтобы не было размыва основания под габионами, должно соблюдаться условие

$$v_B \leq (2 \dots 4) v_e. \quad (2.18)$$

Бетонные и железобетонные укрепления являются укреплениями индивидуального типа и широко применяются для защит от волновых

воздействий.

Бетонные плиты сборные, свободнолежащие применяются при  $v_p \leq 1,5$  м/с,  $h_{i\%} \leq 0,7$  м. Наибольшее применение получили плиты размером  $1,0 \times 1,0 \times 0,16$  на щебеночной или гравийной подготовке толщиной  $0,1-0,2$  м (рисунок 2.9). Нормальные к урезу воды открытые швы устраивают вразбежку. Размер швов «в» принимается равным  $0,01-0,02$  м в зависимости от работы обратного фильтра.

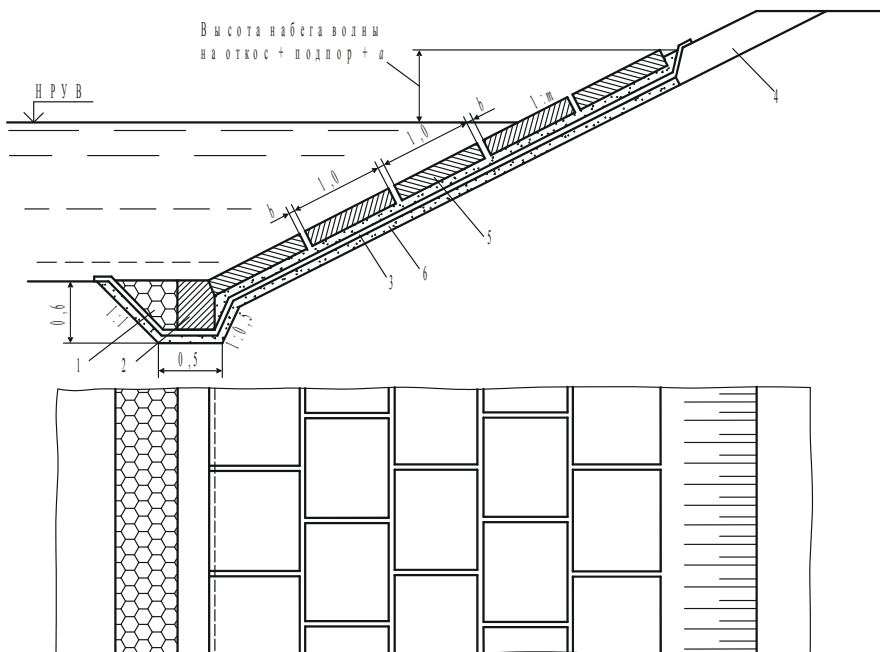


Рисунок 2.9 – Бетонные свободнолежащие плиты с открытыми швами на геотекстиле:

- 1 – рисберма; 2 – бетонный упор; 3 – геотекстиль; 4 – облегченное укрепление;
- 5 – бетонные плиты; 6 – гравийная или песчаная подготовка толщиной 10 см

Железобетонные разрезные (шарнирно соединенные в ковер) плиты применяются при  $v_p \leq 3,0$  м/с и  $h_{i\%} \leq 1,5$  м. Размер плиты  $2,5 \times 3,0 \times (0,15 \dots 0,20)$  м на слое обратного фильтра (рисунок 2.10) из разнозернистого материала или геотекстиля.

При  $v_p \leq 4,0 \dots 5,0$  м/с и  $h_{i\%} \leq 1,5$  м, криволинейных поверхностях откосов, ожидаемых неравномерных осадках грунтов под плитами и возможных навалах льда толщиной до 1,5 м применяют железобетонные



покрытия в виде *гибких железобетонных плит и гибких железобетонных решеток*. Соединение представляет собой арматуру в оболочке из полиэтилена. Покрытия выполняют картами длиной по фронту защиты до 200 м.

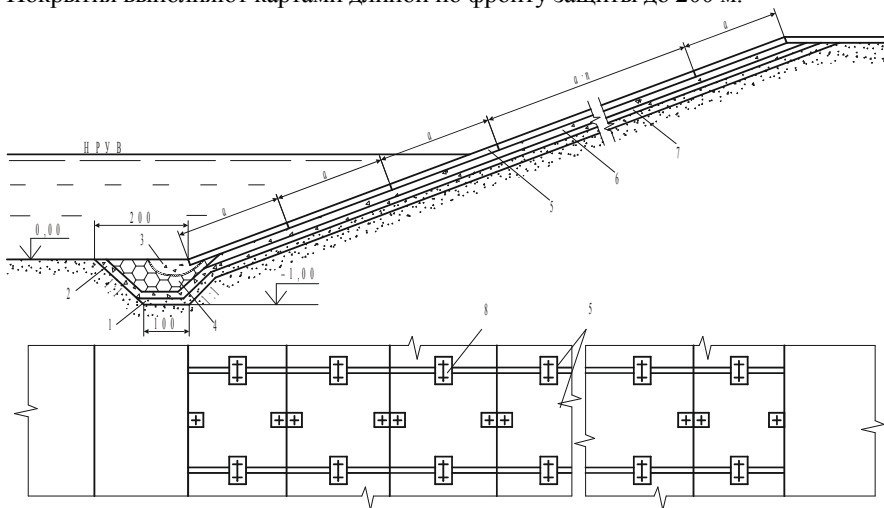


Рисунок 2.10 – Железобетонные разрезные плиты:

- 1 – слой крупнозернистого песка толщиной 10 см;
- 2 – слой гравия или щебня толщиной 15 см;
- 3 – упор из монолитного бетона; 4 – упорная каменная призма; 5 – сборные железобетонные плиты; 6 – слой крупного гравия или щебня толщиной 15 см;
- 7 – слой мелкого гравия или щебня толщиной 10 см; 8 – шарнирные соединения

*Монолитные железобетонные покрытия* (рисунок 2.11) применяются при больших площадях защищаемых поверхностей, а также при возможности производства работ в сухую, теплую погоду, при достаточной прочности грунта под покрытием, гарантирующим отсутствие неравномерных осадок. Отдельные покрытия достигают размеров 30×40 м. При открытых швах под покрытием при их размерах до 8,0×8,0 м устраивается сплошной обратный фильтр, при больших размерах устраивают обратный фильтр только под швами, а под остальной площадью покрытия – подготовка из слоя втрамбованного в грунт щебня толщиной 0,08–0,1 м. Монолитные покрытия устраиваются при  $v_p \leq 8,0$  м/с и  $h_i\% \leq 3,0$  м.

При применении всех типов покрытий толщина плит  $\delta$  определяется, исходя из требования обеспечения плиты от всплытия, сдвига и опрокидывания расчетной волной:

$$\delta = \frac{0,07k_6 \eta_{пл} h_i \% \sqrt[3]{\lambda / B}}{\left( \frac{\gamma_{ил}}{\gamma_в} - 1 \right)} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m},$$

(2.19)

где  $k_6$  – коэффициент запаса, зависит от категории дороги;

$\eta_{пл}$  – коэффициент, учитывающий тип плиты,  $\eta_{пл} = 1$  при монолитных и

$\eta_{пл} = 1,1$  при сборных плитах;

$B$  – размер плиты, перпендикулярный урезу воды, м;

$\gamma_{ил}$  – удельный вес материала плиты, Н/м<sup>3</sup>,  $\gamma_{ил} = 24 \dots 25$  Н/м<sup>3</sup>;

$m$  – показатель заложения откоса.

По конструктивным соображениям  $\delta_{min} > 0,1 \dots 0,12$  м.

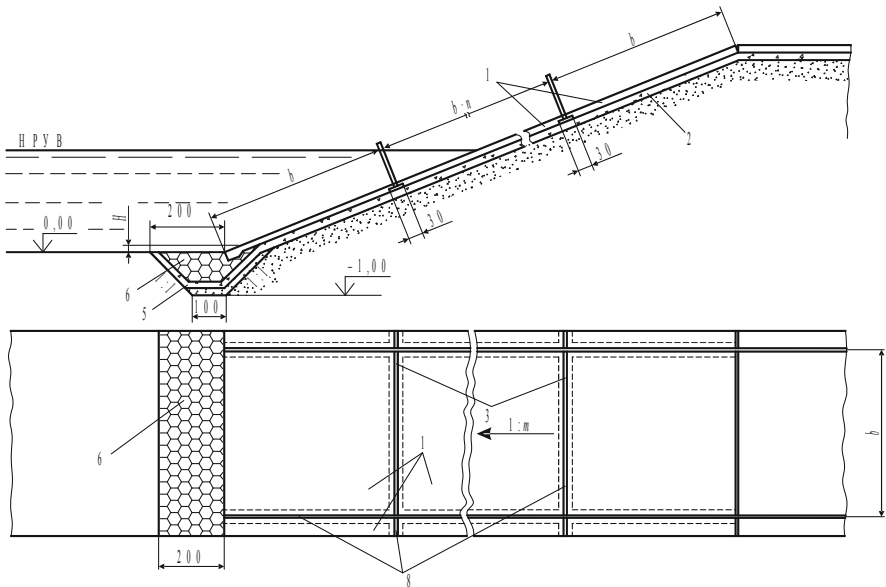


Рисунок 2.11 – Монолитные железобетонные покрытия:

1 – монолитные железобетонные плиты; 2 – щебень или гравий;

3 – сборные железобетонные доски;

4 – гравий или щебень толщиной слоя 15 см; 5 – упорная призма из камня;

6 – конструктивные швы

Как уже указывалось выше, при применении каменных набросков и плитных покрытий в качестве защит от волноприбоя необходимо их устраивать на

подготовке, работающей как *обратный фильтр*. Для его устройства применяют щебенисто-гравийно-песчаные грунты, а также геотекстиль в слое гравийно-песчаного грунта. Обратный фильтр предотвращает механическую суффозию мелких частиц грунта откоса в поры каменных набросок или шва и сквозные отверстия плит при понижении уровня подтопления, спаде пойменных вод и накате и откате волны на откос.

При устройстве обратного фильтра из зернистого материала более прост и надежен однослойный фильтр, при проектировании которого должна устанавливаться пригодность местного материала по зерновому составу исходя из степени неоднородности, соотношения размеров частиц материалов с размерами открытых швов и сквозных отверстий в конструкциях плитных покрытий, а также соотношений размеров  $d_k$  при устройстве набросок с размерами частиц грунта откоса.

В настоящее время широко применяют геотекстиль, который предотвращает вынос частиц грунта через отверстия в конструкциях укреплений при действии течения, волнения и фильтрационного потока. При применении геотекстиля в качестве обратного фильтра под каменными набросками, имеющими  $D_{50} \leq 0,3$  м, требований к фракционному составу набросок не предъявляют.

При  $D_{50} > 0,3$  м на геотекстиль во избежание его повреждений необходимо предварительно отсыпать подушку из песка или каменной мелочи толщиной не менее 0,2 м.

Геотекстили должны иметь разрывное усилие не менее 10 кН/м в продольном и 5 кН/м в поперечном направлениях.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Железнодорожный путь / Т. Г. Яковлева [и др.]. – М. : Транспорт, 1999. – 405 с.
- 2 **Шахуняц, Г. М.** Железнодорожный путь : учеб. для вузов железнодорожного транспорта / Г. М. Шахуняц. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Транспорт, 1987. – 479 с.
- 3 **Шахуняц, Г. М.** Проектирование железнодорожного пути : учеб. пособие / Г. М. Шахуняц. – М. : Транспорт, 1972. – 320 с.
- 4 **Грицик, В. И.** Земляное полотно железных дорог / В. И. Грицик. – М. : Маршрут, 2005. – 246 с.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
(справочное)

**Расчетные характеристики локомотивов**

Локомотив	Колесная пара	Длина жесткой базы, м	Статическая нагрузка на рельс, кПа
ВЛ60; ВЛ60 <sup>к</sup>	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,6	115
ВЛ80; ВЛ80 <sup>к</sup>	2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub>	3,0	115
Ф <sup>п</sup>	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,845	109
Ф	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,67	115
ЧС4	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,6	105
К	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,95	115
ЧС2 <sup>м</sup>	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,6	102,5
ЧС3; ЧС1	2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub>	3,33	106,25
ВЛ23	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,4	115
ВЛ10	2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub>	3,0	115
ВЛ8	2 <sub>0</sub> + 2 <sub>0</sub> + 2 <sub>0</sub> + 2 <sub>0</sub>	3,2	115
ВЛ19	3 <sub>0</sub> + 3 <sub>0</sub>	4,0	97,5
ТЭП60	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,6	105 – 107,5
ТЭП10	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,2	107,5
ТЭ7	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,2	105
ТЭ10	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,2	107,5 – 114
2ТЭ10л	2(3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub> )	4,2	106,5
ТЭ3; ТЭ30	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	4,2	105
ТЭ2	2 <sub>0</sub> – 2 <sub>0</sub>	2,25	106,25
ТЭ1	3 <sub>0</sub> – 3 <sub>0</sub>	3,43	103,25

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
(справочное)

**Характеристики компрессионных кривых**

Номер компрессионной кривой	Ветви	ε при σ , кПа						
		0	100	200	300	400	500	600
1	I	0,750	0,664	0,614	0,582	0,556	0,536	
	II	0,628	0,590	0,568	0,554	0,542	0,536	
2	I	0,764	0,686	0,640	0,660	0,584	0,566	0,552
	II	0,638	0,610	0,590	0,576	0,566	0,558	0,552
3	I	0,762	0,676	0,622	0,586	0,562	0,542	
	II	0,646	0,604	0,582	0,564	0,552	0,542	
4	I	0,748	0,672	0,626	0,596	0,574	0,556	0,544
	II	0,626	0,600	0,580	0,566	0,556	0,548	0,544
5	I	0,740	0,670	0,624	0,598	0,572	0,554	0,540
	II	0,620	0,594	0,576	0,562	0,550	0,542	0,540
6	I	0,754	0,668	0,616	0,580	0,556	0,538	
	II	0,634	0,594	0,572	0,558	0,548	0,538	
7	I	0,756	0,680	0,634	0,602	0,580	0,562	0,548
	II	0,632	0,596	0,576	0,564	0,556	0,550	0,548
8	I	0,766	0,678	0,628	0,588	0,562	0,544	
	II	0,652	0,608	0,584	0,566	0,554	0,544	
9	I	0,758	0,672	0,620	0,584	0,560	0,540	
	II	0,640	0,600	0,578	0,562	0,552	0,540	
10	I	0,780	0,714	0,674	0,646	0,630	0,618	0,610
	II	0,658	0,642	0,630	0,622	0,615	0,611	0,610
11	I	0,776	0,712	0,676	0,648	0,630	0,618	
	II	0,652	0,638	0,630	0,623	0,620	0,618	
12	I	0,779	0,714	0,676	0,650	0,613	0,622	
	II	0,656	0,642	0,634	0,626	0,624	0,622	
13	I	0,792	0,732	0,696	0,668	0,650	0,638	0,628
	II	0,676	0,666	0,654	0,646	0,630	0,629	0,628
14	I	0,785	0,718	0,678	0,654	0,640	0,630	
	II	0,664	0,650	0,640	0,635	0,631	0,630	
15	I	0,796	0,738	0,706	0,680	0,660	0,646	0,634
	II	0,682	0,664	0,655	0,645	0,640	0,636	0,634

16	I	0,782	0,716	0,676	0,652	0,632	0,626	
	II	0,660	0,647	0,637	0,630	0,628	0,626	
17	I	0,784	0,720	0,680	0,654	0,636	0,624	0,616
	II	0,664	0,645	0,632	0,624	0,620	0,618	0,616
18	I	0,788	0,720	0,684	0,658	0,644	0,634	
	II	0,668	0,654	0,645	0,638	0,635	0,634	

*Продолжение приложения Б*

Номер компресс ионной кривой	Ветв и	ε при σ , кПа						
		0	100	200	300	400	500	600
19	I	0,772	0,696	0,648	0,612	0,590	0,570	0,556
	II	0,644	0,618	0,598	0,582	0,572	0,562	0,556
20	I	0,748	0,660	0,653	0,580	0,553	0,530	
	II	0,618	0,584	0,564	0,550	0,538	0,530	
21	I	0,766	0,676	0,626	0,592	0,565	0,542	
	II	0,636	0,600	0,578	0,562	0,550	0,542	
22	I	0,774	0,688	0,642	0,610	0,588	0,570	0,557
	II	0,650	0,612	0,590	0,576	0,566	0,558	0,557
23	I	0,760	0,670	0,620	0,586	0,558	0,538	
	II	0,630	0,596	0,574	0,558	0,548	0,538	
24	I	0,754	0,662	0,616	0,583	0,556	0,534	
	II	0,624	0,590	0,568	0,554	0,542	0,534	
25	I	0,766	0,684	0,633	0,600	0,578	0,562	0,549
	II	0,646	0,650	0,588	0,574	0,562	0,554	0,549
26	I	0,790	0,704	0,654	0,618	0,596	0,576	0,560
	II	0,658	0,624	0,604	0,588	0,576	0,568	0,560
27	I	0,782	0,690	0,645	0,614	0,590	0,572	0,556
	II	0,654	0,620	0,600	0,584	0,572	0,564	0,556
28	I	0,788	0,728	0,690	0,664	0,646	0,632	0,622
	II	0,670	0,652	0,640	0,634	0,630	0,626	0,622
29	I	0,764	0,700	0,664	0,640	0,623	0,608	
	II	0,666	0,642	0,626	0,618	0,610	0,608	
30	I	0,788	0,720	0,682	0,660	0,644	0,632	
	II	0,684	0,662	0,650	0,640	0,636	0,632	
31	I	0,780	0,712	0,674	0,652	0,635	0,622	0,612
	II	0,684	0,654	0,638	0,627	0,620	0,614	0,612
32	I	0,768	0,702	0,664	0,640	0,624	0,610	0,600
	II	0,676	0,648	0,630	0,618	0,610	0,604	0,600
33	I	0,772	0,710	0,674	0,650	0,630	0,616	
	II	0,672	0,646	0,634	0,624	0,618	0,616	
34	I	0,780	0,722	0,682	0,656	0,636	0,624	
	II	0,678	0,652	0,638	0,630	0,626	0,624	
35	I	0,774	0,714	0,678	0,654	0,634	0,618	0,606
	II	0,680	0,655	0,638	0,624	0,616	0,610	0,606

36	I	0,786	0,720	0,680	0,656	0,640	0,626	0,618
	II	0,688	0,665	0,648	0,636	0,626	0,620	0,618
37	I	0,720	0,680	0,602	0,579	0,564	0,557	
38	I	0,718	0,644	0,604	0,577	0,557	0,544	0,536
39	I	0,720	0,643	0,605	0,578	0,556	0,542	0,530
40	I	0,719	0,624	0,590	0,568	0,557	0,550	

*Окончание приложения Б*

Номер компресс ионной кривой	Ветв и	ε при σ , кПа						
		0	100	200	300	400	500	600
41	I	0,712	0,654	0,616	0,588	0,566	0,550	0,539
42	I	0,710	0,638	0,603	0,580	0,565	0,556	
43	I	0,716	0,640	0,604	0,581	0,566	0,558	
44	I	0,734	0,648	0,612	0,582	0,560	0,545	0,533
45	I	0,718	0,632	0,600	0,578	0,563	0,552	
46	I	0,728	0,656	0,615	0,588	0,567	0,553	0,542
47	I	0,706	0,665	0,644	0,630	0,620	0,614	
48	I	0,720	0,678	0,650	0,632	0,622	0,615	0,612
49	I	0,713	0,670	0,646	0,633	0,624	0,618	
50	I	0,726	0,680	0,654	0,640	0,630	0,626	
51	I	0,729	0,682	0,656	0,642	0,632	0,622	0,620
52	I	0,732	0,688	0,662	0,646	0,638	0,632	0,630
53	I	0,730	0,683	0,655	0,638	0,633	0,630	
54	I	0,718	0,664	0,650	0,636	0,628	0,622	

*Примечание* – Ветви: I – нагрузки; II – разгрузки.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
1 Расчет устойчивости земляного полотна.....	4
1.1 Нагрузки, действующие на земляное полотно.....	4
1.2 Определение напряжений в земляном полотне.....	6
1.3 Определение необходимой плотности грунта насыпи.....	10
1.4 Определение параметров волнового воздействия и границ укрепления откосов.....	16
1.5 Расчет устойчивости откосов земляного полотна в обычных условиях.....	22
1.6 Расчет устойчивости пойменной насыпи.....	26
1.6.1 Проектирование расчетного поперечного профиля пойменной насыпи.....	26
1.6.2 Определение характеристик грунтов насыпи и ее основания с учетом подтопления.....	26
1.6.3 Определение местоположения критической точки на основной площадке земляного полотна.....	29
1.6.4 Расчет устойчивости низовых откосов пойменной насыпи.....	30
1.7 Влияние на устойчивость откосов насыпей динамического характера поездных нагрузок.....	33
1.8 Особенности расчета устойчивости откосов в сейсмических районах.....	37
1.9 Проектирование равноустойчивых откосов.....	38
1.10 Расчет стабильности основания насыпи и основной площадки выемки.....	40
2 Защита земляного полотна от размыва.....	43
Список литературы.....	56
Приложение А Расчетные характеристики локомотивов.....	57
Приложение Б Характеристики компрессионных кривых.....	58
Приложение В Расчет устойчивости пойменной насыпи.....	вкл