МИНИСТЕРСТВО ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ДЕПАРТАМЕНТ ПУТИ И СООРУЖЕНИЙ

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ (МИИТ)

ЦПИ № 22/43

Технические указания по применению габионов для усиления земляного полотна

Москва - 1998 г.

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Департамент пути и сооружений

Московский Государственный университет путей сообщения

ЦПИ № 22/43

УТВЕРЖДАЮ
Заместитель руководителя
Департамента пути и сооружений
А.В.Бушин
30 декабря 1997 г.

ТЕХНИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ГАБИОНОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Москва - 1998 г.

УДК: 625.12.033.37:530.17

Технические указания по применению габионов для усиления земляного полотна разработаны по заказу Департамента пути и сооружений МПС РФ кафедрой "Путь и путевое хозяйство" Московского Государственного университета путей сообщения (МИИТа) с использованием материалов ЗАО "Габионы Маккаферри СНГ".

В Указаниях приводятся рекомендации по сферам рационального применения различных габионных сооружений, выбору конструкций, проектированию и расчету поддерживающих, удерживающих сооружений и устройств по защите от размывов.

Технология работ по созданию различных габионных конструкций отработана и проверена на опытных объектах на Горьковской и Северо-Кавказской железных дорогах силами ПСК "Алькон" и АО "ИТМА КАПИТАЛ".

Указания предназначены для проектировщиков и работников организаций, занятых на капитальных работах по усилению и стабилизации эксплуатируемого земляного полотна.

СОДЕРЖАНИЕ

	ВВЕДЕНИЕ	5
1.	ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ	7
	1.1. Общие сведения	7
	1.2. Классификация объектов, усиливаемых габионными конструкциями, и габионных структур	8
2.	СФЕРЫ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРИМЕНЕНИЯ ГАБИОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	10
	2.1. Структурная схема рационального применения габионных конструкций	10
	2.2. Указания по использованию структурной схемы	10
3.	ХАРАКТЕРИСТИКА ГАБИОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (СТРУКТУР)	12
	3.1. Конструкции габионов	12
	3.2. Гравитационные габионные стены	17
	3.3. Стены системы Террамеш	21
	3.4. Габионные структуры в берегозащите	26
4.	МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ГАБИОННЫХ СТЕН	30
	4.1. Методика оценки состояния насыпи или склона и определения расчетных оползневых сил	30
	4.1.1. Исходные данные для проектирования и их анализ	30
	4.1.2. Внешние расчетные нагрузки	30
	4.1.3. Расчетные характеристики грунтов	31
	4.1.4. Расчетные модели по оценке устойчивости откосов и склонов и определению расчетных оползневых сил	46
	4.1.5. Анализ результатов оценки состояния насыпи или склона	49
	4.2. Обоснование принятия проектного решения и выбор конструкции	49
	4.3. Проектирование гравитационных габионных стен	50
	4.3.1. Определение основных размеров (высоты и ширины)	50
	4.3.2. Проверка несущей способности основания стены	55
	4.3.3. Проверка внутренней устойчивости стены	58
	4.3.4. Описание принятой конструкции стены	61
	4.4. Проектирование стен системы Террамеш	62
	4.4.1. Определение основных размеров стены (высоты и ширины)	62
	4.4.2. Проверка несущей способности основания стены	65
	4.4.3. Проверка внутренней устойчивости стены	65
	4.4.4. Описание принятой конструкции стены	67

5. МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ГАБИОННЫХ СТРУКТУР ДЛЯ ЗАЩИТЫ ОТ РАЗМЫВА ОТКОСОВ НАСЫПЕЙ, БЕРЕГОВ, МОСТОВЫХ ОПОР И КОНУСОВ МОСТОВ 69
5.1. Выбор габионных структур для защиты откосов насыпей и берегоукрепления 69
5.2. Выбор габионных структур для защиты мостовых опор и конусов мостов 72
5.3. Методика проектирования габионных структур для защиты от размывов 81
5.3.1 Определение исходных данных для проектирования 81
5.3.2 Расчет требуемой толщины (высоты) габиона или матраса Рено 86
5.3.3 Расчет требуемой массы и размера камня 87
5.3.4 Проверка на деформацию габионной структуры 88
5.3.5 Проверка скорости фильтрации 89
6. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ 92
6.1. Общие положения 92
6.2. Рекомендации по сборке и установке габионов 92
6.3. Рекомендации по сборке и установке матрасов Рено 97
7. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ТЕХНИКИ БЕЗОПАСНОСТИ И ОХРАНЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ 102
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ 103
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Спецификация габионов и матрасов Рено 104
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Спецификация системы Террамеш 109
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Спецификация сеток 111
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Пример усиления насыпи гравитационной габионной стеной 113
ПРИЛОЖЕНИЕ 5. Пример усиления склона стеной системы Террамеш 123
ПРИЛОЖЕНИЕ 6. Пример проектирования берегоукрепления структурой из матрасов Рено 134

ВВЕДЕНИЕ

Как известно, в настоящее время традиционными способами усиления эксплуатируемых железнодорожных насыпей и защиты от размывов земляного полотна являются устройство контрбанкетов из дренирующих грунтов и покрытия из бетонных и железобетонных плит (реже каменные наброски).

Контрбанкеты весьма надежны, однако этот способ усиления обладает рядом недостатков, которые вынуждают проектировщиков в современных условиях искать альтернативные решения. Основными недостатками являются: расход больших объемов дефицитных дренирующих грунтов, отвод значительных площадей культурных земель под основания контрбанкетов, необходимость в ряде случаев переноса различных коммуникаций, невозможность осуществления в стесненных условиях и главное необходимость удлинения водопропускных труб.

Защиты от размывов в виде плитных покрытий требуют значительных расходов дорогого железобетона, устройства специальных подготовок или обратных фильтров, и весьма уязвимы при воздействии волноприбоя. Каменные наброски более надежны, но также требуют устройства обратных фильтров и также уязвимы при ударах волн.

В том и другом случае альтернативой могут служить различные габионные структуры - сооружения и устройства из габионов и матрасов Рено /1/. Использование этих конструкций является более экономичным, а в ряде случаев и более надежным средством, чем традиционные способы по ряду причин. Наиболее важные из них следующие:

- высокая сопротивляемость нагрузкам, прочность армирующих элементов и лицевых граней;
- коррозийная устойчивость к воздействию воды и атмосферных явлений;
- проницаемость и пористость конструкций, которая обеспечивает дренирование обратной засыпки, что исключает дополнительные затраты на устройство дренажа;
- гибкость, которая позволяет габионной структуре поглощать осадки грунта без разрушения сооружения;
- простота строительства и минимальные объемы работ по подготовке основания (необходимо простое выравнивание поверхности);
- низкие эксплуатационные расходы.

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

Можно отметить, что в настоящее время габионные конструкции в России переживают свое второе рождение. Фирмой "ОФИЧИНЕ МАККАФЕРРИ" уже выполнен целый ряд работ в России по сооружению подпорных стен, берегоукреплений и других устройств из габио-

нов (берегоукрепление Саратовского водохранилища, облицовка канала в Нижегородской области, устройство подпорной стены в г. Сочи и др.).

ПСК "Алькон" по проекту МИИТа осуществлено устройство армогрунтовой стены из габионов для усиления насыпи 1365 км Горьковской железной дороги.

Настоящие Указания разработаны в МИИТе д.т.н., проф. Виноградовым В.В. (руководитель темы), д.т.н., проф. Яковлевой Т.Г., к.т.н., доц. Фроловским Ю.К. (ответственный исполнитель), инженерами Анисимовой Н.Д., Виноградовой Г.А., Зайцевым А.А., Моргуненко В.И.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

1.1. Общие сведения

Различные габионные структуры применяются свыше ста лет в области стабилизации грунтовых сооружений и защиты от эрозионных процессов любого рода. Аккумулируя в себе минеральные частицы грунта габионные сооружения приобретают еще большую прочность и становятся частью природного ландшафта.

Время полной консолидации конструкции в зависимости от климата и типа сооружения составляет от 1 до 5 лет. После завершения процесса консолидации габионное сооружение приобретает максимальную устойчивость и после этого срок его службы практически неограничен.

Габионные структуры относятся к классу гибких сооружений: они воспринимают возможные осадки грунта, реагируя на это незначительными прогибами. При этом разрушения самой габионной структуры не происходит и сооружение продолжает выполнять свое основное функциональное назначение.

Пористая структура габиона придает габионным конструкциям хорошие дренажные свойства, а высокая проницаемость защищает от возникновения гидростатических нагрузок. Исключен также разрыв связи грунтовых и поверхностных вод, поэтому практически исключается суффозия под подошвой берегоукрепительных сооружений.

Высокие дренажные свойства габионов позволяют в большинстве случаев строить подпорные стены без сопутствующего застенного дренажа, что удешевляет конструкцию. Кроме того, водопроницаемость габионов создает идеальные условия для появления на габионах растительности, подпитывая ее и стимулируя ее рост.

Многолетний опыт применения габионов "ОФИЧИНЕ МАККАФЕРРИ" показывает, что сооружения из них относятся к классу постоянных, они благоприятствуют со временем восстановлению состояния естественного равновесия в зоне их возведения, благодаря чему на сооружение воздействуют нагрузки меньшие, чем те, на которые они были рассчитаны первоначально.

Габионные структуры обладают высокими экологическими свойствами.

Конструкции из габионов более экономичны, чем традиционные жесткие или полужесткие конструкции: экономия средств при применении габионов составляет от 10 до 50 % на один линейный метр; они требуют меньших затрат на эксплуатацию и ремонт.

Габионные структуры очень просты, для их сооружения не требуется квалифицированная рабочая сила. Объемы работ по подготовке основания минимальны (необходимо простое выравнивание поверхности). Не нужны дополнительные затраты на устройство дренажных

систем. Не вызывают проблем климатические или сезонные условия, габионы могут устанавливаться как в сухом месте, так и в воде. Не нужна специальная техника, достаточно обычных средств строительной площадки.

1.2. Классификация объектов, усиливаемых габионными конструкциями, и габионных структур

Классификация применения габионных структур приведена на рис.1.1.

Габионные структуры можно разделить на две большие группы:

- структуры, поддерживающие или удерживающие откосы насыпей или неустойчивые склоны, на которых размещено земляное полотно (первая группа);

- структуры, применяемые для защиты от размывов откосов насыпей и их оснований, защиты откосов от эрозии, защиты береговых устоев мостов и мостовых опор, для защиты от размывов берегов рек и морских берегов, вблизи которых размещается земляное полотно (вторая группа).

Все эти структуры, в основном, конструируются из габионов различных типов и матрасов Рено. Используется также геотекстиль и другие материалы (см. ниже, главу третью).

КЛАССИФИКАЦИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ГАБИОННЫХ СТРУКТУР



Рис. 1.1

2. СФЕРЫ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРИМЕНЕНИЯ ГАБИОННЫХ СТРУКТУР

2.1. Структурная схема сфер рационального применения габионных структур

Различные габионные структуры могут применяться как решения, альтернативные контрбанкетам из дренирующего грунта, устройство которых, как правило, требует удлинения водопропускных труб, а также защитам из бетонных и железобетонных плит и каменных набросок.

На рис. 2.1 представлена структурная схема сфер рационального применения габионных сооружений, где приводятся основные причины, по которым в том или ином случае целесообразно использовать габионные структуры.

2.2. Указания по использованию структурной схемы

При выборе решения, альтернативного устройству контрбанкета или защит от размывов в виде бетонных или железобетонных плит и каменных набросок, необходимо обратиться к структурной схеме рис.2.1.

Основным приоритетом рассмотрения альтернативного контрбанкету решения в виде применения габионных стен или стен системы Террамеш (см. рис.1.1) является нецелесообразность удлинения водопропускной трубы. Исключительным приоритетом являются стесненные условия, при которых возведение контрбанкета вообще невозможно.

В ряде случаев при сооружении контрбанкетов требуется вынос на значительном протяжении различных коммуникаций (кабелей, линий связи, электропередач и пр.), что делает этот вариант усиления неконкурентоспособным даже в том случае, если контрбанкет с удлинением трубы и габионная стена экономически равноценны.

В остальных случаях принятие проектного решения основывается исключительно на экономической целесообразности.

При принятии проектного решения для защиты от размывов основную роль играет экономическая целесообразность. Однако, если требуется в обязательном порядке обеспечить отсутствие неравномерных осадок оснований или размывов оснований, а также устройство сложных обратных фильтров, предпочтение следует отдать габионным структурам.

СФЕРА РАЦИОНАЛЬНОГО ПРИМЕНЕНИЯ ГАБИОННЫХ СТРУКТУР

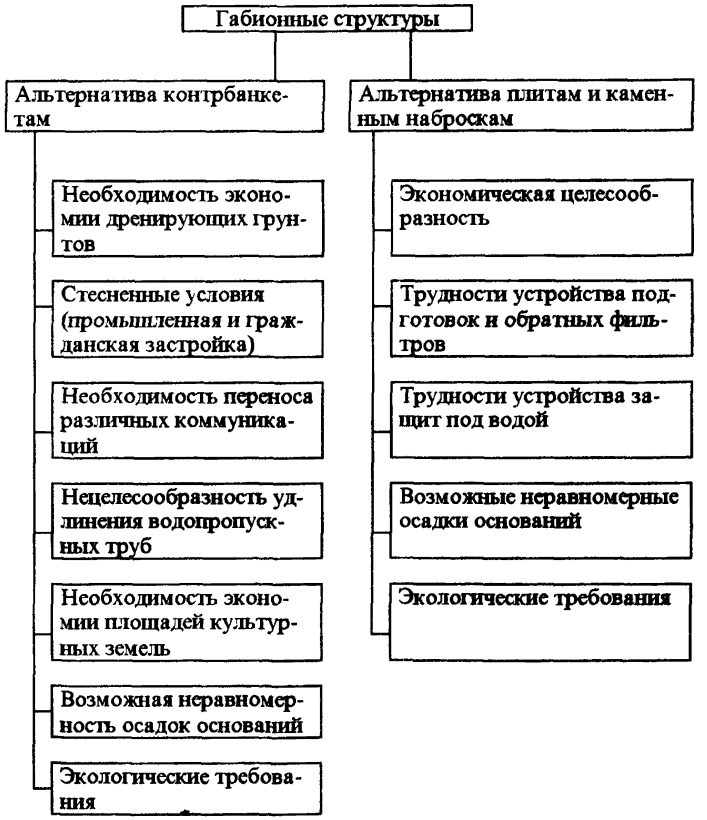


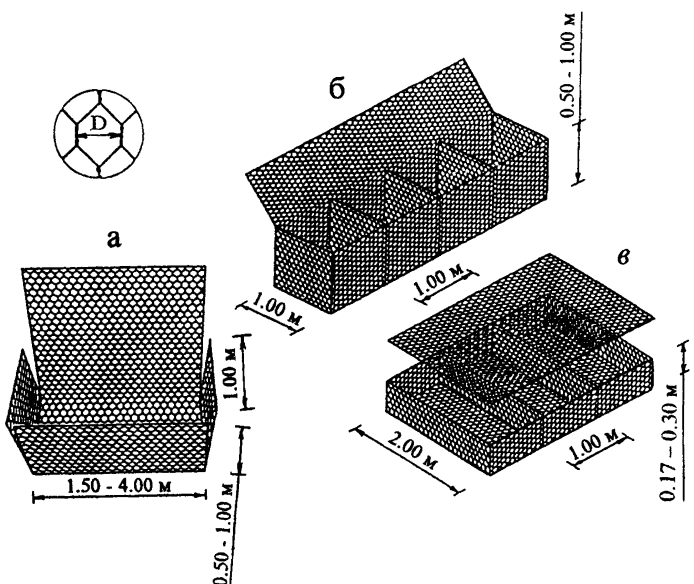
Рис. 2.1

3. ХАРАКТЕРИСТИКА ГАБИОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (СТРУКТУР)

3.1. Конструкции габионов

Конструктивно габион представляет из себя проволочный остов заполненный камнем. По форме остова габионы делятся на коробчатые (рис.3.1) и цилиндрические (рис.3.2).

КОРОБЧАТЫЕ ГАБИОНЫ



а - габионы без диафрагмы
б - габионы с диафрагмой
в - матрасы Рено

Рис. 3.1

ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ГАБИОНЫ

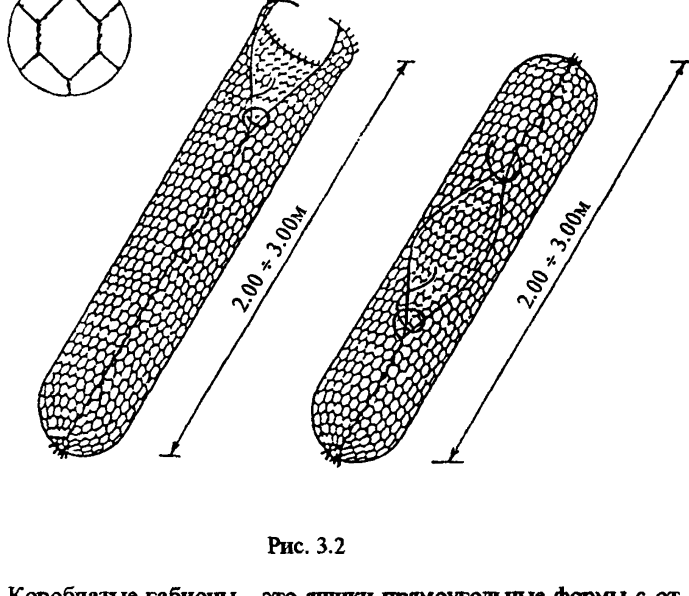


Рис. 3.2

Коробчатые габионы - это ящики прямоугольные формы с откидными крышками, изготовленными из металлической оцинкованной сетки , имеющей шестигранные звенья с двойным кручением (рис.3.3). Ящики заполняются камнем, крышка закрывается и прикрепляется к стенкам проволокой. В зависимости от высоты ящика коробчатые габионы подразделяются на высокие (высота от 0,5 до 1,0 м) и низкие (высота от 0,17 до 0,30 м - матрасы Рено).

Габионы могут быть разделены на ячейки посредством введения диафрагм, которые служат для упрочнения конструкции и облегчения работ по устройству и эксплуатации габионных сооружений. Диафрагмы имеют такие же характеристики, что и сетка, из которой состоит габион. Они крепятся к раме основания габионов с шагом 1,0 м во время изготовления их на предприятии.

Спецификации коробчатых габионов приведены в Приложении 1 (табл. П.1.1- П.1.3).

Цилиндрические габионы имеют проволочный остов в виде цилиндра, который состоит из единого рулона сетки, открытого с одной стороны (мешкообразный габион) или вдоль одного бока. Они изготавливаются из оцинкованной проволочной сетки двойного кручения. Характеристики звена, проволоки, оцинкования, пластификации такие же как для коробчатых габионов.

Спецификация цилиндрических габионов приведены в Приложении 1 (табл. П.1.4.).

Проволока, используемая для изготовления габионов имеет цинковое покрытие плотностью 0,240...290 кг/м^2 (табл. 3.1), предел прочности 380...500 МПа, и ее относительное удлинение составляет менее 12%.

Таблица 3.1

Плотность цинкового покрытия проволоки

№	Диаметр проволоки, мм	Допуск на диаметр ±, мм	Количество цинка, кг/м^2
1	2,00	0,06	0,240
2	2,20	0,06	0,240
3	2,40	0,06	0,260
4	2,70	0,08	0,260
5	3,00	0,08	0,275
6	3,40	0,10	0,275
7	3,90	0,10	0,290

Разрывная нагрузка металлической сетки, выполненной из оцинкованной проволоки, в зависимости от комбинаций между размером звеньев сетки и диаметром проволоки составляет 35...53 кН (табл. 3.2). Для усиления металлической арматуры и облегчения ее укладки по краям сетка упрочняется проволокой, имеющей больший диаметр, чем проволока самой сетки (табл. 3.3, рис.3.3).

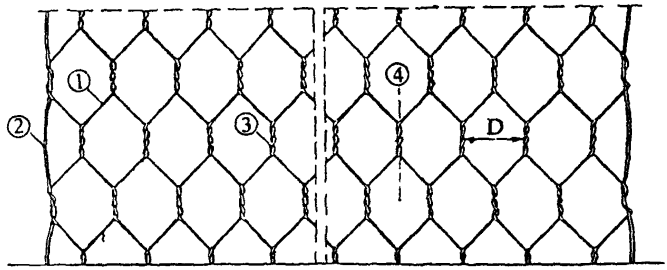
Таблица 3.2

Предел прочности сетки с шестигранными звеньями из стальной проволоки с двойного кручения

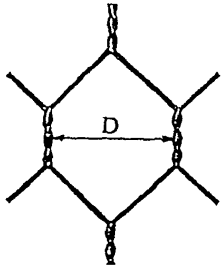
Звено размером, см	Предел прочности, кН/м				
	Проволока диаметром, мм				
	2.00	2.20	2.40	2.70	3.00
5 x 7	35	40	45	-	-
6 x 8	30	35	42	47	-
8 x 10	-	-	34	43	53
10 x 12	-	-	-	35	43

Примечание: Приведены нагрузки, выдерживаемые при растяжении сетки в направлении узла скрутки. Относительное удлинение сетки при этом составляет 6...7%. Выдерживаемые нагрузки в поперечном направлении узла скрутки снижаются в два раза и относительное удлинение полотна сетки составляет 20...22%.

СЕТКА ДВОЙНОГО КРУЧЕНИЯ



1. Металлическая проволока. 2. Проволока кромки.
3. С двойным кручением. 4. Ось кручения



СТАНДАРТ КОМБИНАЦИЙ ЗВЕНО-ПРОВОЛОКА	
D (см)	Диаметр, мм
6 x 8	2.20
8 x 10	2.70 - 3.00

Рис. 3.3

Таблица 3.3

Диаметр проволок сетки, кромки, перевязки

№	Диаметр проволоки сетки, мм	Диаметр проволоки кромки, мм	Диаметр проволоки перевязки, мм
1	2.00	2.40	2.00
2	2.20	2.70	2.00
3	2.40	3.00	2.00
4	2.70	3.40	2.20
5	3.00	3.90	2.40

При устройстве габионных сооружений в особо коррозийной среде используются габионы с поливинилхлоридным (ПВХ) покрытием (оцинкованная проволока сетки, покрывается оболочкой из ПВХ толщиной 0,4...0,6 мм). Стандартная комбинация размера ячейки и диаметра проволоки приведена в табл.3.4.

Таблица 3.4

Размеры проволоки сетки с покрытием из ПВХ

Размер ячейки сетки, см	Диаметр проволоки, мм	
	внутренний	наружный
6.0 x 8.0	2.2	2.7
8.0 x 10.0	2.7	3.7

Для заполнения габионов применяется любой каменный материал, состоящий из булыжника, гальки, карьерного камня и отвечающий функциональным требованиям, предъявляемым к сооружению из габионов.

Рекомендуется использовать материал: с большим удельным весом (не менее 17,00 кН/м³), и пористостью 0,30...0,40, (рис.3.4) морозоустойчивый (с маркой по морозоустойчивости выше МР350); прочный; не размываемый водой; обладающий хорошей твердостью. Тип камня, пригодный для заполнения габионов приведен в табл.3.5.

Во избежании потери камня при эксплуатации габионного сооружения размер камня - заполнителя должен быть не менее, чем в 1,0...1,5 раза (до 2,0) больше размера (D) звена сетки (см. рис.3.3).

При заполнении габионов более крупные камни должны укладываться у края сетки, а более мелкие - в середине габиона.

Таблица 3.5

Материал для заполнения габионов

Горная порода	Удельный вес γ_z, кН/м^3
Базальт	29.00
Гранит	26.00
Плотный известняк	26.00
Песчаники	23.00
Мягкий известняк	22.00
Туф	17.00

3.2. Гравитационные габионные стены

Гравитационная габионная стена (ГГС) 1 представляет собой подпорную стену, выполненную из габионов 2 (рис.3.5).

По поддерживающему воздействию на насыпь габионная подпорная стена вместе с засыпкой 3 и присыпкой 4 (см. рис.3.5) заменяет собой контрбанкет из дренирующего грунта 5.

При проектировании принимается, что габионная стена работает как единое целое против сдвига по поверхности АБ и опрокидывания под воздействием силы оползневого давления E_n относительно точки Б (см. рис.3.5).

Основные размеры сооружения (стены) - высота H, габариты габионов и ширина бермы b определяются из указанных условий.

Для устройства гравитационной подпорной стены из габионов целесообразно использовать коробчатые габионы и матрасы Рено прямоугольной формы (см. рис.3.1).

Подпорные стены из габионов могут быть массивного очертания (гравитационные стены) и тонкого очертания (полугравитационные стены).

Они бывают:

- низкие $\dfrac{H}{b_\phi} < 1.5$,

- высокие $\dfrac{H}{b_\phi} > 1.5$,

где H - видимая высота стены, м ;

b_ϕ - эффективная ширина фундамента, м.

Лицевая грань таких стен может устраиваться:

- ступенчатой (вертикальной или расположенной под углом к вертикали);

- гладкой (вертикальной или наклонной).

Эти основные типы стен приведены на рис.3.6.

ДИАГРАММА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДЕЛЬНОГО ВЕСА γ_g ГАБИОНА

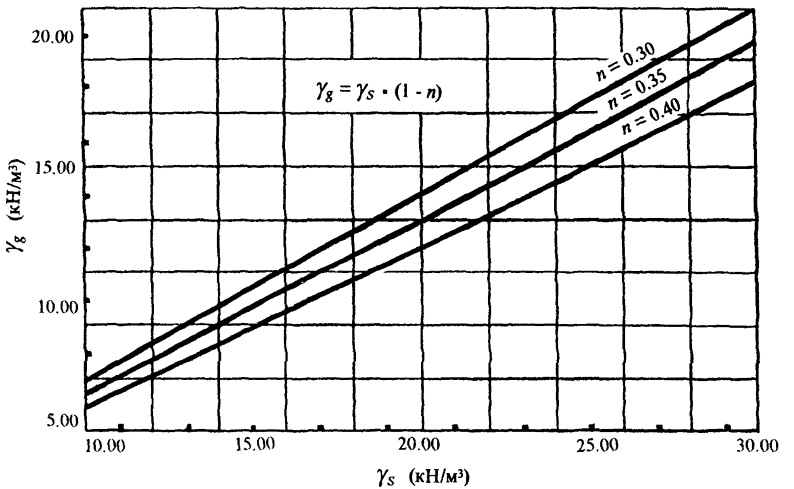


Рис. 3.4

ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СХЕМА УСИЛЕНИЯ НАСЫПИ ГАБИОННОЙ СТЕНОЙ

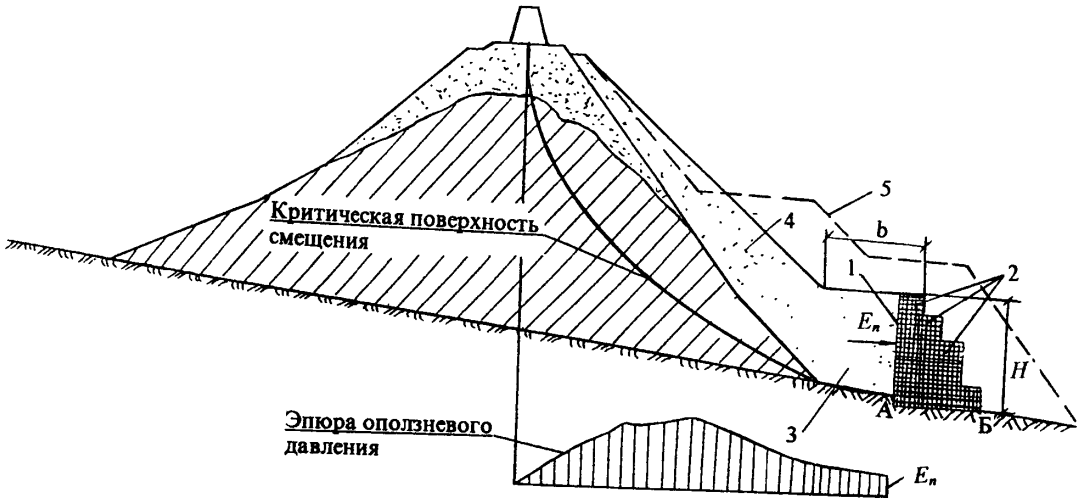
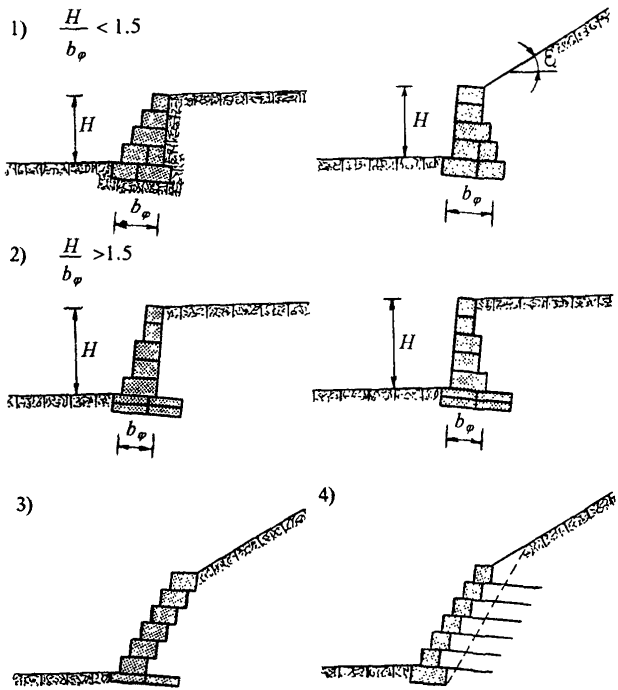


Рис. 3.5

ТИПЫ ГАБИОННЫХ СТЕН



1) Гравитационная
2) Полугравитационная
3) Ступенчатая
4) Тонкая стена с анкеровкой

Рис. 3.6

3.3. Стены системы Террамеш

Стена системы Террамеш (СТ) представляет собой массив дренирующего грунта 1, армированный снаружи габионами 2, а внутри массива металлическими сетками (рис.3.7).

По поддерживающему воздействию на насыпь стена системы Террамеш вместе с присыпкой 4 заменяет собой обычный контрбанкет из дренирующего грунта 5.

При проектировании принимается, что массив АВСД работает как единое целое против сдвига по поверхности АВ под воздействием силы оползневого давления E_n (см.рис.3.7).

Основные размеры сооружения - высота H, и ширина бермы b определяются из указанных условий.

Армирование 3 обеспечивает целостность массива АБСД и повышает его местную устойчивость.

Система армирования грунта в сочетании с габионами называется системой Террамеш (рис.3.8). В качестве армирующих связей в таких сооружениях используются панели из металлических оцинкованных сеток двойного кручения, обеспечивающие армирование обратной засыпки в горизонтальном направлении. Дополнительно по краям и лицевой грани панели укреплены оцинкованной проволокой диаметром 3,4.....4,4 мм.

Стена системы Террамеш может иметь различное очертание лицевой грани. В конструкциях стен системы Террамеш, использующих коробчатые габионы, заполненные камнем в качестве облицовки, лицевая грань может быть вертикальной и ступенчатой формы (рис.3.9).

Система Террамеш без использования габионов ("зеленый" Террамеш) может иметь наклонную или вертикальную лицевую сторону (см.рис.3.8). Лицевая грань системы "зеленый" Террамеш выполнена из панелей сетки двойного кручения, к которой прикреплено биополотно, инициирующее рост травяного покрова (для сухих откосов), или полипропиленовое полотно (для структур, подвергающихся воздействию воды) (рис.3.10). "Зеленый" Террамеш возводится под углом 60-70° к горизонтали. Внутри этой системы устанавливается арматура треугольной формы (см.рис.3.8), что позволяет ей выдерживать значительные нагрузки без изменения формы.

Использование земли для наружной облицовки ("зеленый" Террамеш), растительного грунта, обогащенного различными видами трав, а также обработка гидропосевом позволяют получить полное зеленое покрытие конструкций системы Террамеш (см.рис.3.10).

В зависимости от типа лицевой грани системы Террамеш (с использованием габионных ящиков или без них) существуют два варианта сборки (рис.3.8).

Вес и типоразмеры элементов системы Террамеш и "зеленый" Террамеш приведены в Приложении 2 (табл.П.2.1, П.2.2).

ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СХЕМА УСИЛЕНИЯ НАСЫПИ СИСТЕМОЙ ТЕРРАМЕШ

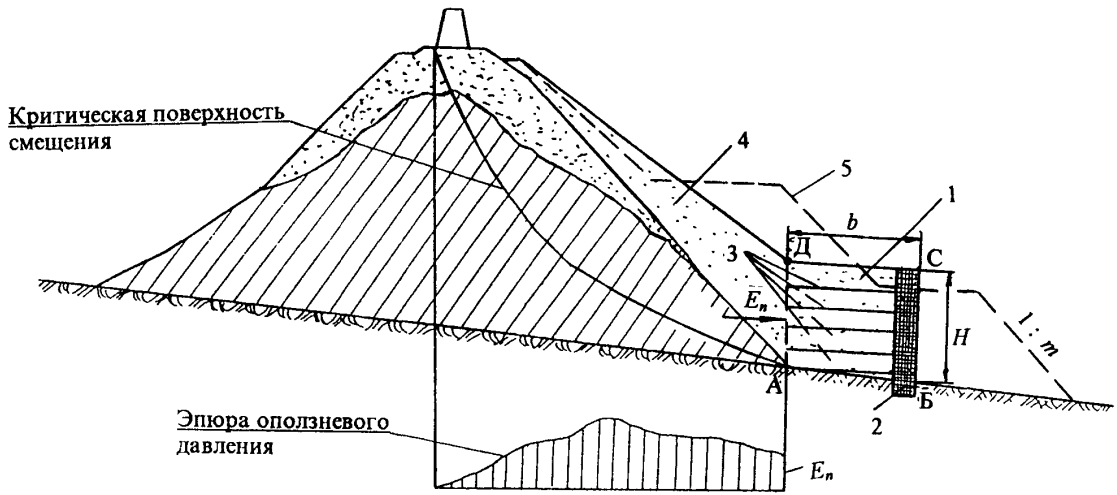
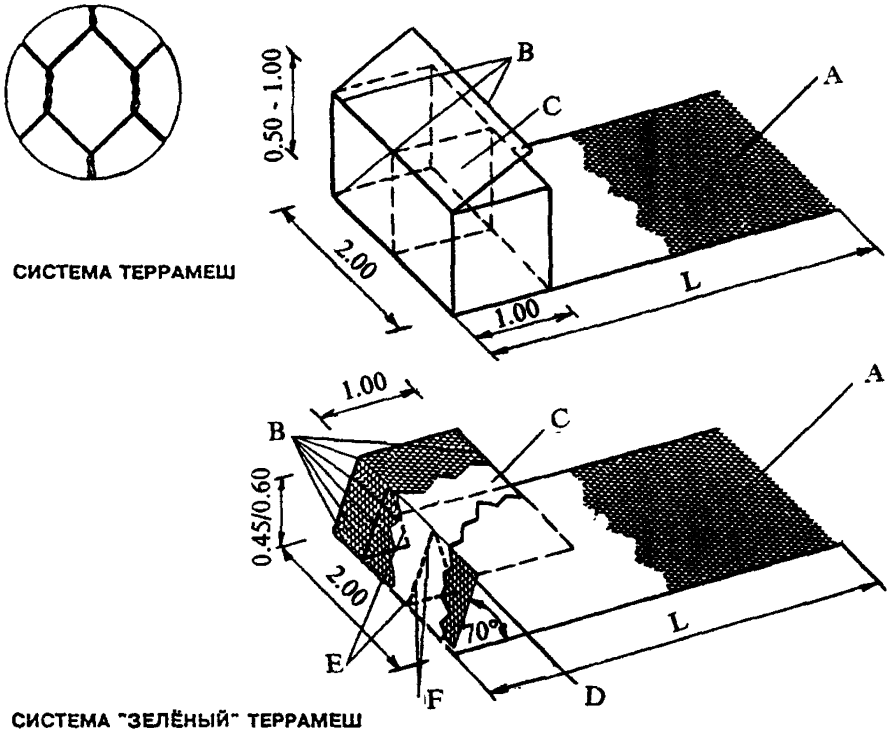


Рис. 3.7

СИСТЕМА ТЕРРАМЕШ



СИСТЕМА ТЕРРАМЕШ

СИСТЕМА "ЗЕЛЁНЫЙ" ТЕРРАМЕШ

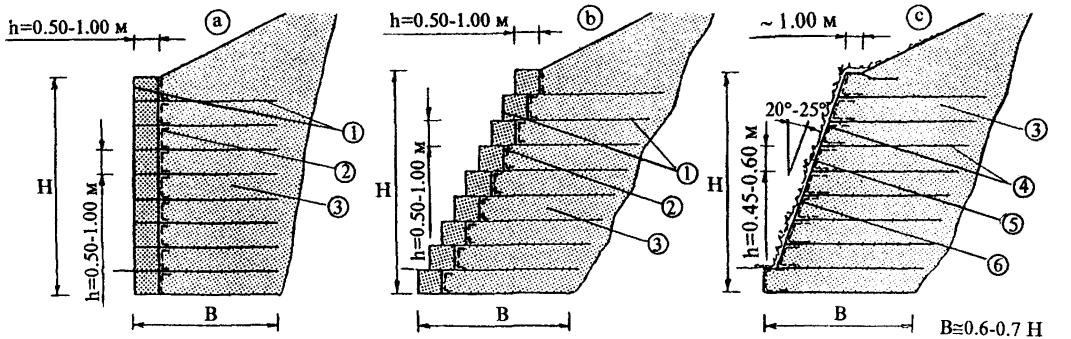
Система Террамеш	Система "Зелёный" Террамеш	
L = Длина	L = Длина	D = Лицевая панель
A = Элемент Террамеш	A = Элемент "Зелёный" Террамеш	E = Арматура треугольной формы
B = Проволока армирования	B = Проволока армирования	F = Фиксирующие кольца (плотного цинкования)
C = Диафрагма	C = Биополотно (или геотекстиль)	

Рис. 3.8

При сооружении стен системы Террамеш к материалам засыпки предъявляются особые требования.

Для обеспечения необходимого сцепления в армогрунтовом сооружении и гарантии надежной работы армогрунтовой системы с использованием металлических сеток независимо от содержания влаги в качестве материала обратной засыпки, укладываемого позади лицевой грани конструкции, рекомендуется применять зернистый, свободнодренирующий материал, который отвечает следующим условиям:

- не более, чем 15% от общей массы материала должно быть мельче 0,075 мм;



1 - Элемент системы Террамеш. 2 - Геотекстиль. 3 - Грунт засыпки.
4 - Элемент Зеленого Террамеша. 5 - Гидропосев. 6 - Биополотно.

Рис. 3.9

ЗЕЛЕНОЕ ПОКРЫТИЕ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ ТЕРРАМЕШ

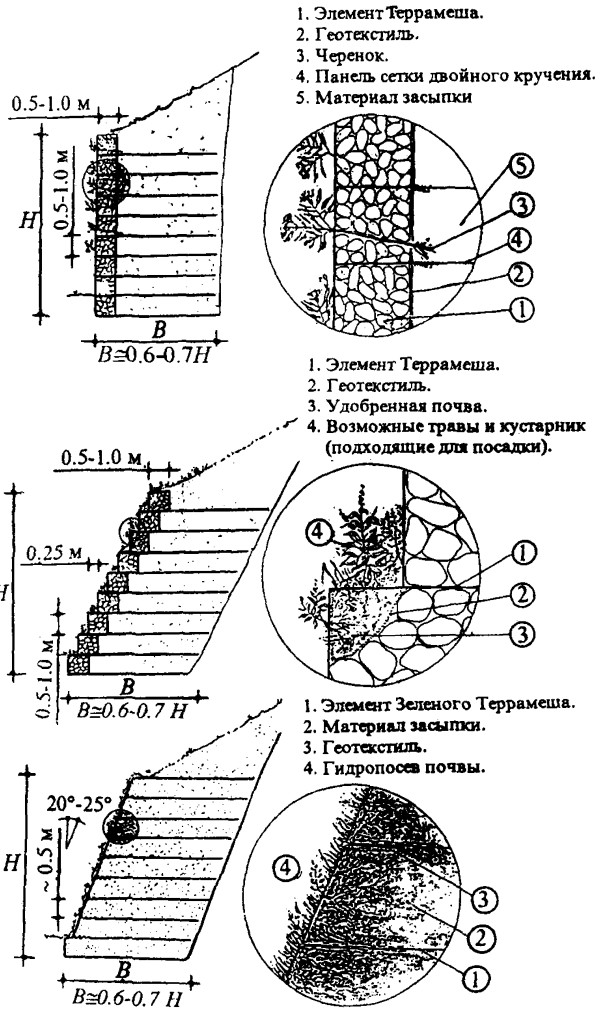


Рис. 3.10

- не менее, чем 90% от общей массы материала должно быть мельче, чем 100 мм;

- максимальный размер частиц грунта засыпки не должен быть больше, чем 150 мм.

При соблюдении вышеприведенных рекомендаций угол внутреннего трения обратной засыпки будет равен 36 град.

Нижний предел в рекомендациях по зерновому составу засыпки может быть увеличен до 20% от общей массы с размером частиц мельче 0,075 мм. При этом обеспечивается необходимая величина угла внутреннего трения.

Поведение материалов обратной засыпки, не отвечающих адекватно этим требованиям менее предсказуемо, главным образом, из-за содержания влаги в засыпке и ее изменения в течение срока службы сооружения.

В качестве обратной засыпки возможно использование смешанных материалов (смесь песка и гравия, и т.п.), в том числе, полученных с помощью химических методов стабилизации. При этом необходимо обеспечить, чтобы величина угла внутреннего трения грунта обратной засыпки была не меньше 28... 30 град.

Во избежании повреждения металлической сетки системы Террамеш грунтоуплотняющими машинами отсортированный материал засыпки укладывается и уплотняется слоями не более 0,5 м.

При использовании габионной лицевой грани грунтоуплотняющие машины не должны подходить ближе 1,0 м к тыльной стороне коробчатого габиона.

Уплотнение засыпки у габионов завершают с помощью ручных вибраторов.

Рекомендуется обеспечить уплотнение засыпки до плотности материала 1,800 т/м^3 .

3.4. Габионные структуры в берегозащите

Для защиты от размывов откосов насыпей и их оснований, береговых устоев мостов и мостовых опор, речных и морских берегов, вблизи которых размещается земляное полотно целесообразно шире использовать габионные структуры: цилиндрические и коробчатые габионы, матрасы Рено, систему Террамеш, оцинкованные сетки двойного кручения с ПВХ покрытием и без оного. Они могут применяться как отдельно, так и в сочетании друг с другом. Например, использование в качестве защитной облицовки для подтопляемых откосов насыпей и русла реки конструкций из габионов и матрасов Рено регулирует течение водного потока, позволяет защититься от эрозивных явлений на откосах и дне русла, улучшает стабильность откосов и основания.

В зависимости от объекта защитная облицовка (покрытие) может укладываться всухую или под водой.

При укладке матрасов Рено и габионов необходимо удостовериться, что грунт защищаемого сооружения обладает достаточной устойчивостью и стабильностью, а наклон его откосов не вызовет сползания покрытия.

Элементы облицовки устанавливаются на подтопляемых откосах насыпей, берегах каналов и рек поперечно относительно течения воды, то есть перпендикулярно водному потоку. Однако при устройстве полной облицовки на дно укладываются элементы покрытия в продольном направлении относительно течения воды.

Расчет защитного покрытия заключается в определении толщины облицовки; подборе размеров и массы камня, укладываемого в габионы и матрасы Рено; проверке прочности металлической сетки, из которой изготовлены остовы габионных конструкций.

Для обеспечения герметичности защитного покрытия рекомендуется использовать матрасы Рено и гидравлическую битумную мастику. Их соединение позволяет получить пластичную и герметичную габионную конструкцию (рис.3.11).

Мастика наносится в горячем виде в необходимом количестве, которое рассчитывается для требуемой степени проникновения в зависимости от процентного содержания пустот (пористости) габионного сооружения. Если эти работы выполняются при низкой температуре рабочей среды, то при подборе состава мастики необходимо учитывать эту особенность и оставить определенный запас (диапазон) в температурах, чтобы противостоять слишком быстрому охлаждению. Среднее количество мастики, необходимое для различных случаев приведено в табл. 3.6.

Таблица 3.6

Дозировка битумной мастики

Конструкция	Толщина, мм	Степень проникновения, кг/м²	
		частичное	полное
Матрасы Рено	150	60…90	120…140
	170	80…100	130…150
	230	90…120	190…220
	250	100…130	200…240
	300	120…150	240…280
Габионы	500	150…200	400…450

Рекомендуемый состав мастики для применения вне воды и под водой приведен в табл. 3.7.

ЗАЩИТНОЕ ПОКРЫТИЕ ИЗ МАТРАСОВ РЕНО И БИТУМНОЙ МАСТИКИ

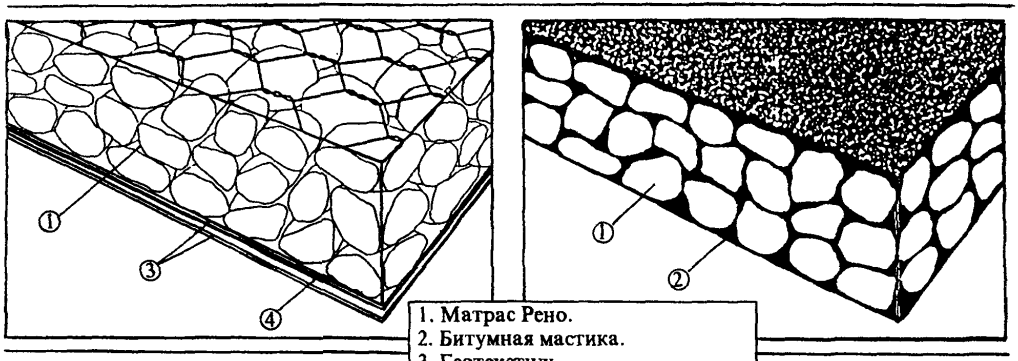


Рис. 3.11

Таблица 3.7

Состав мастики

Компоненты мастики	Содержание компонентов, %	
	область применения	
	вне воды	под водой
песок	66...73	65...75
наполнитель	12...16	10...15
битум	15...18	15...20

Мастика применяется в горячем виде, она должна быть жидкой для заливки (используется гравитационный способ) и заполнять пустоты конструкции при следующих температурах:

- заливка вне воды 150...180° С;
- заливка под водой:

  глубина до 2 м 120...150° С,

  глубина свыше 2 м - 100...130° С.

Для различных условий рекомендуется использовать следующие типы мастик:

- для заливки вне воды: 40/50/60/70/80/100;
- для заливки под водой:

  глубина до 2 м - 80/100 или 180/200,

  глубина свыше 2 м - 180/200.

В качестве альтернативы битумной мастике, для обеспечения водонепроницаемости покрытия можно использовать битумную или синтетическую оболочку под матрасом Рено. В этом случае ее необходимо защитить от возможного повреждения укладкой двойного слоя нетканого материала (геотекстиля) (см.рис.3.11). Таким образом создается конструкция значительной прочности и деформируемости, надежная и экономичная.

4. МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ГАБИОННЫХ СТЕН

4.1. Методика оценки состояния насыпи или склона и определения расчетных оползневых сил

4.1.1. Исходные данные для проектирования и их анализ

Исходные данные для проектирования должны охватывать весь круг сведений, необходимых для анализа состояния насыпи или склона, определения действующих на поддерживающие сооружения из габионов сил, расчетов основных параметров сооружений, их армирования, разработки технологий и технико-экономической оценки предлагаемых решений.

Проектирование габионных сооружений - должно базироваться на результатах инженерных изысканий; расчетах устойчивости насыпей или склонов; определении расчетных оползневых сил.

При проектировании необходимы следующие материалы инженерных изысканий:

- топографический план участка;
- поперечные и продольные инженерно-геологические разрезы;
- гидрогеологические и гидрологические данные;
- климатические характеристики;
- предыстория деформаций насыпи;
- физико-механические и прочностные характеристики грунтов.

Анализ устойчивости откосов насыпи или склонов производится с целью оценки устойчивости и прогнозирования состояния этих объектов; выявления их слабых неустойчивых зон по высоте и длине; для выбора типа, конструкции и размеров поддерживающего или удерживающего сооружения; определения мест их рационального размещения.

4.1.2. Внешние расчетные нагрузки

В расчетах устойчивости насыпей и при проектировании габионных поддерживающих сооружений учитываются внешние нагрузки от воздействия подвижного состава p_n (кПа) и веса верхнего строения пути $p_{вс}$ (кПа).

Внешней нагрузкой p_n (кПа) считается наибольшее динамическое напряжение на основной площадке земляного полотна, определяемое для расчетной единицы подвижного состава в подрельсовом сечении по "Правилам производства расчетов верхнего строения пути на прочность".

В качестве расчетных единиц подвижного состава принимаются грузовые вагоны.

Для случаев обращения типового подвижного состава величины p_n (кПа) можно принимать по графикам рис.4.1-4.6 в зависи-

мости от расчетной скорости движения v (км/ч), типа вагонов, осевых нагрузок P(кН/ось) и типа верхнего строения пути.

Внешние нагрузки от веса верхнего строения пути $p_{вс}$ (кПа) принимаются по табл.4.1 в зависимости от типа верхнего строения пути.

Эпюры нагрузок $p_н$ (кПа) и $p_{вс}$ (кПа) принимаются трапецеидальной формы (рис.4.7), однако для упрощения расчетов они могут быть приняты и прямоугольной формы (рис.4.8). Величины $a_в$, $a_н$, $b_{вс}$, $b_в$, $b_н$ берутся из таблицы 4.1 в зависимости от типа верхнего строения пути.

Для учета динамического состояния насыпи, возникающего при проходе поезда, и выражающегося в проявлении инерционных (динамических) сил колеблющихся масс грунта, диссипативных сил и снижении сопротивления грунта сдвигу, в расчетную схему вместо внешней нагрузки p_n вводится приведенная фиктивная нагрузка $p_{пр}$ (кПа)

$$p_{пр} = p_n I \quad , \qquad (4.1)$$

где I - интегральный параметр комплексно учитывающий этот процесс, и зависящий от высоты насыпи, рода и состояния грунта, типа основания (прочное, слабое).

Величины I для насыпей на прочном основании принимаются по графикам (рис.4.9) в зависимости от высоты насыпи в расчетном сечении $H_н$ (м), рода грунта, показателя текучести J_L и коэффициента уплотнения k_y. Значение I постоянно для данного сечения насыпи: при определении оползневой силы или расчетах устойчивости части откоса насыпи высотой от уровня основной площадки $H_{нi} < H_н$ величина I берется такой же, как и для высоты $H_н$. Для насыпей из пылеватых песков на торфяных основаниях при $H_н$= 2,0...4,0 м значение $I \approx 2.0$.

4.1.3. Расчетные характеристики грунтов

Основными характеристиками грунтов, используемыми при расчете устойчивости откосов насыпей и проектировании габионных поддерживающих сооружений являются удельный вес грунта γ (кН/м^3), удельное сцепление c (кПа) и угол внутреннего трения φ (град.).

Расчетные значения характеристик определяются по материалам непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях испытаний образцов грунтов, отобранных на данной насыпи и обработанных в соответствии с ГОСТ 20522-75. Грунты. Методы статистической обработки результатов определения характеристик или требований СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Определение расчетных характеристик грунтов производится по несущей способности при доверительной вероятности α = 0,95.

Величина p_n (кПа) при тяжелом типе верхнего строения пути (рельсы Р75), 4-х осные вагоны

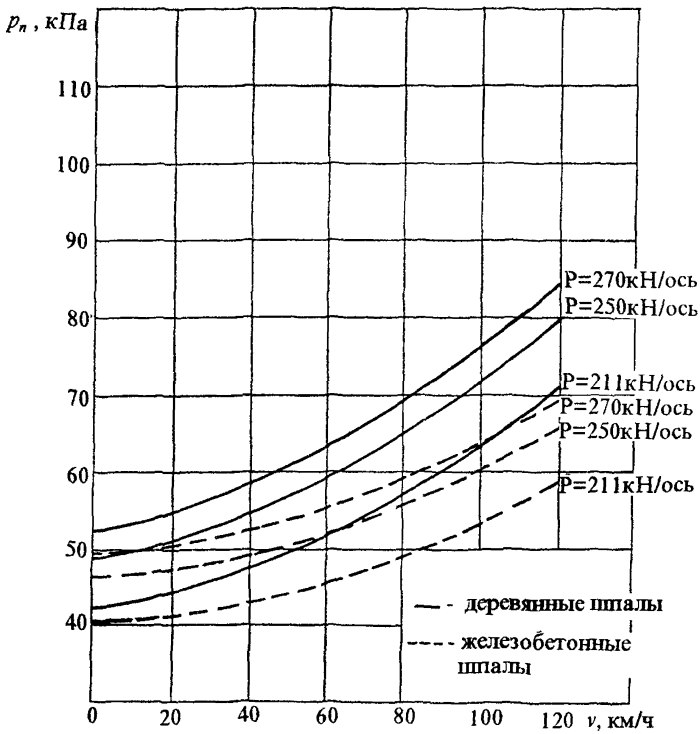


Рис. 4.1

Величина p_n (кПа) при среднем типе верхнего строения пути (рельсы Р65), 4-х осные вагоны

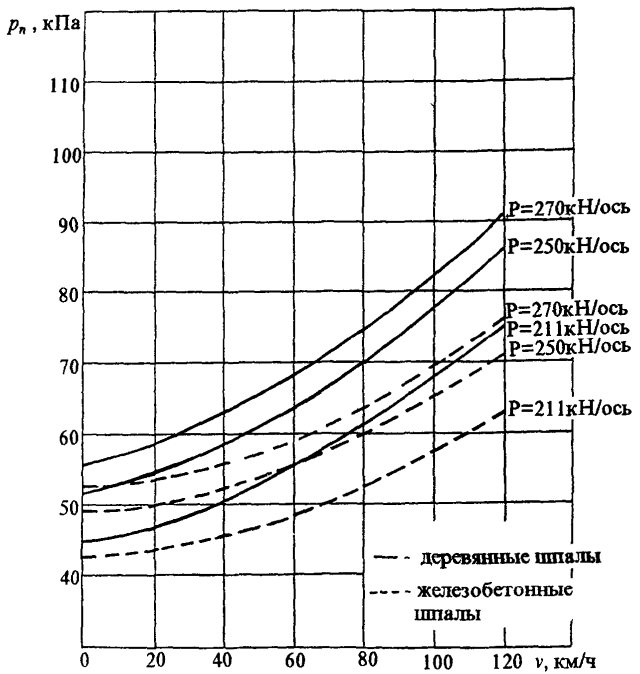


Рис. 4.2

Величина p_n (кПа) при легком типе верхнего строения пути (рельсы Р50), 4-х осные вагоны

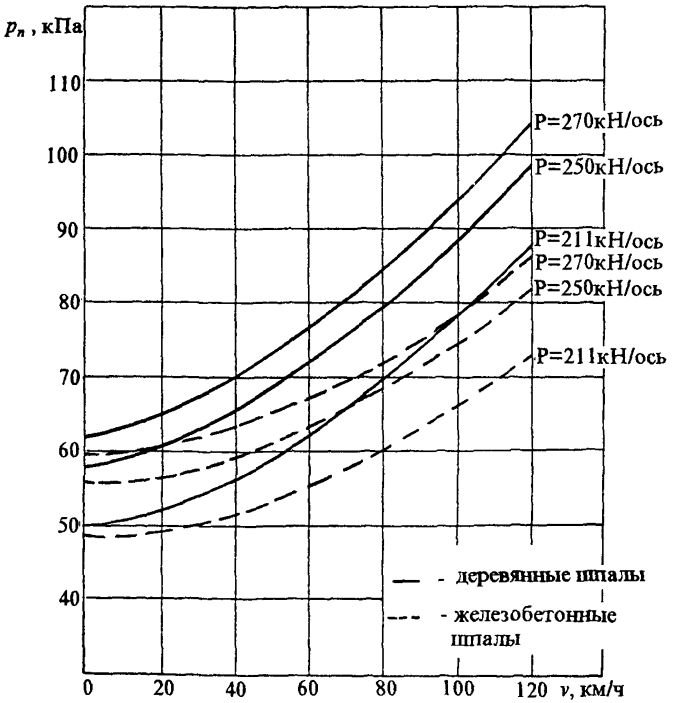


Рис. 4.3

Величина p_n (кПа) при тяжелом типе верхнего строения пути (рельсы Р75), 8-ми осные полувагоны

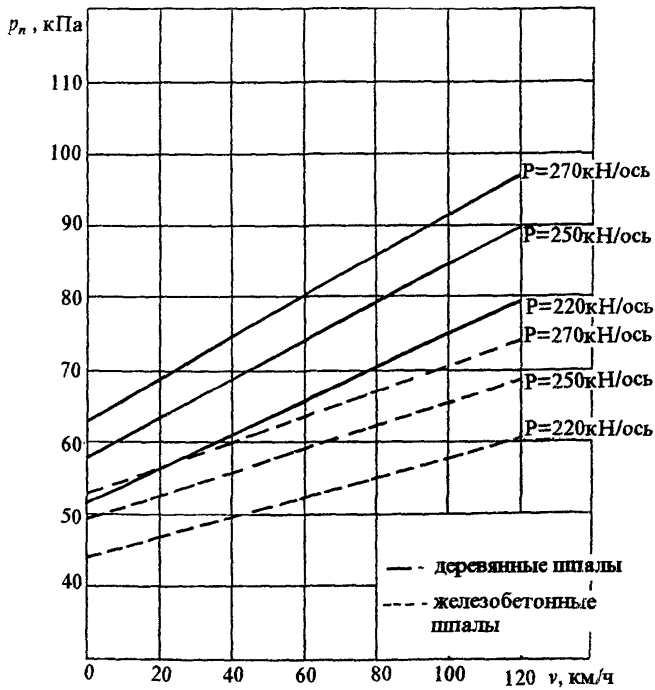


Рис. 4.4

Величина $p_п$ (кПа) при среднем типе верхнего строения пути (рельсы Р65), 8-ми осные полувагоны

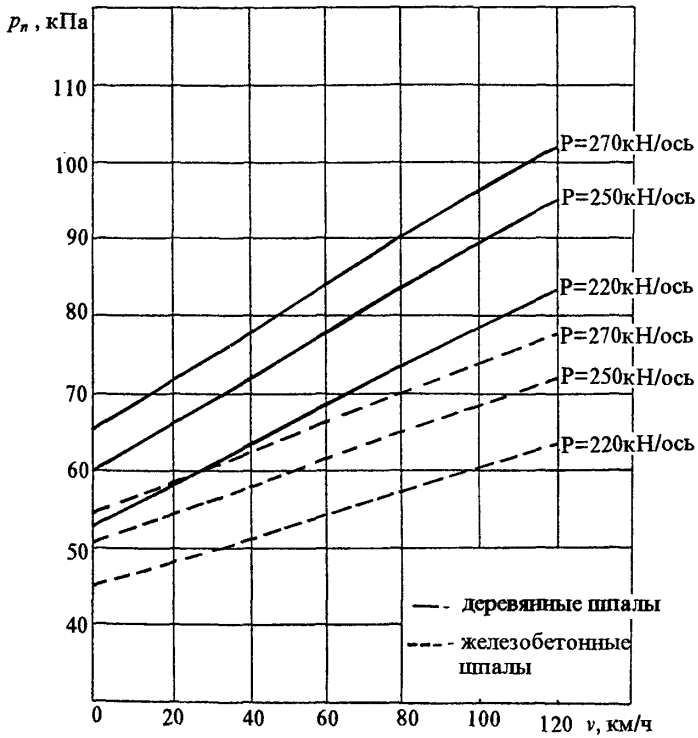


Рис. 4.5

Величина p_n (кПа) при легком типе верхнего строения пути (рельсы Р50), 8-ми осные полувагоны

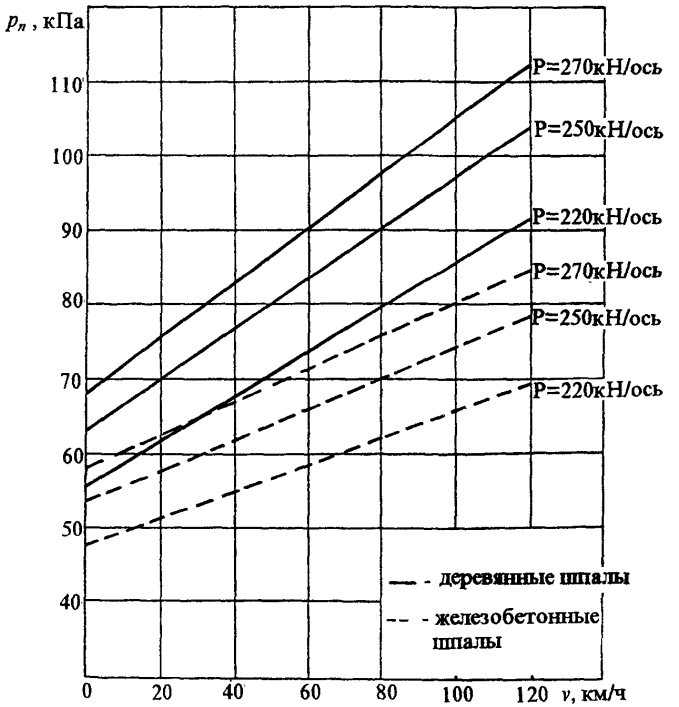


Рис. 4.6

Таблица 4.1

Значения $p_{вс}$, $b_{вс}$, $a_в$, $a_н$, $b_в$ и $b_н$ для различных типов верхнего строения пути

Тип верхнего строения	Тип шпал	Балластный слой	h, м	$p_{вс}$, кПа	$b_{вс}$, м	$a_в$, м	$a_н$, м	$b_в$, м	$b_н$, м	$\frac{b_в + b_н}{2}$, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Тяжелый	Деревянные	Щебень на подушке из песчаного балласта. Щебень на подушке из карьерного гравия. Асбест на подушке из песчаного балласта. Асбестовый балласт. Щебень с покрывающим слоем из асбестового балласта. Щебень с покрывающим слоем из ракушечного балласта.	0,70	16	4,81 8,97	1,94	3,56	3,60 7,70	6,07 10,24	4,81
	Железобетонные	Щебень на подушке из песчаного балласта. Щебень на подушке из карьерного гравия. Щебень с покрывающим слоем из асбестового балласта.	0,75	17	4,87 9,01	1,83	3,57	3,60 7,70	6,14 10,32	4,87
Средний	Деревянные	Щебень на подушке из песчаного балласта. Щебень на подушке из карьерного гравия. Асбест на подушке из песчаного балласта. Асбестовый балласт. Щебень с	0,65	15	4,53 8,68	2,00	3,50	3,40 7,50	5,60 9,86	4,53

Продолжение таблицы 4.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		покрывающим слоем из асбестового балласта. Щебень с покрывающим слоем из ракушечного балласта.								
Средний	Железобетонные	Щебень на подушке из песчаного балласта. Щебень на подушке из карьерного гравия. Щебень с покрывающим слоем из асбестового балласта.	0,70	16	4,60 8,75	1,89	3,51	3,40 7,50	5,80 10,00	4,60
Легкий	Деревянные	Щебень на подушке из песчаного балласта. Щебень на подушке из карьерного гравия. Асбест на подушке из песчаного балласта. Асбестовый балласт. Карьерный гравий или ракушка. Щебень с покрывающим слоем из асбестового балласта.	0,60	15	4,25 8,39	2,05	3,44	3,20 7,30	5,30 9,48	4,25
	Железобетонные	Щебень на подушке из песчаного балласта. Щебень на подушке из карьерного гравия. Щебень с покрывающим слоем из асбестового балласта.	0,65	16	4,33 8,45	1,95	3,45	3,20 9,60	5,46	4,33

Примечание: цифры в числителе даны для однопутных участков, в знаменателе - для двухпутных.

Эпюры $p_п$ и $p_{вс}$ трапецеидальной формы

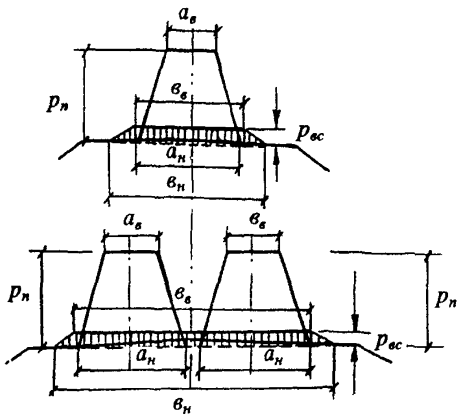


Рис. 4.7

Эпюры $p_п$ и $p_{вс}$ прямоугольной формы

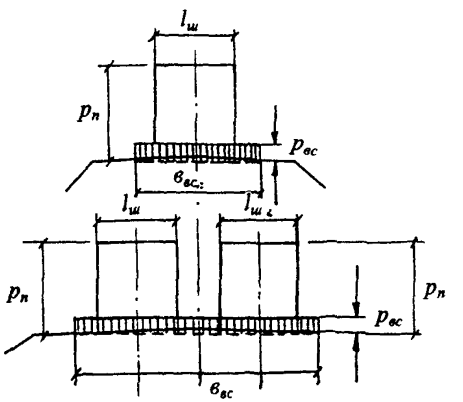


Рис. 4. 8

Если такие параметры отсутствуют или имеются в недостаточном объеме, то можно воспользоваться их нормативными значениями $c^н_{ст}$ и $\varphi^н_{ст}$ найденными в МИИТе путем статистической обработки представительной совокупности этих параметров для многих длительно эксплуатируемых насыпей сети железных дорог России /6/.

Значения $c^н_{ст}$ и $\varphi^н_{ст}$ приведены в таблицах 4.2 и 4.3 в зависимости от коэффициентов пористости e для песков и от коэффициента пористости e и показателя текучести J_L для глинистых грунтов.

Нормативные значения удельного веса насыпных грунтов насыпей обычно находятся в пределах $\gamma^н$ = 17...20 кН/м³. Величины $\gamma^н$ могут приниматься для песков $\gamma^н$ = 17...20 кН/м³, суглинков $\gamma^н$ = 18...19 кН/м³, супесей $\gamma^н$ = 19...20 кН/м³.

Таблица 4.2

Нормативные значения удельного сцепления $c^н_{ст}$ (кПа) и угла внутреннего трения $\varphi^н_{ст}$ (град) для песчаных грунтов длительно эксплуатиремых железнодорожных насыпей

Виды грунтов	Обозначения характеристик	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,41-0,50	0,51-0,60	0,61-0,70	0,71-0,80
Пески гравелистые и крупные	$c^н$	2,0	1,0	-	-
	$\varphi^н$	43,0	40,0	38,0	-
Пески средней крупности	$c^н$	3,0	2,0	1,0	-
	$\varphi^н$	40,0	38,0	35,0	34,0
Пески мелкие	$c^н$	6,0	4,0	2,0	-
	$\varphi^н$	38,0	34,0	28,0	26,0
Пески пылеватые	$c^н$	8,0	6,0	4,0	2,0
	$\varphi^н$	36,0	34,0	28,0	24,0

Величина I для насыпей на прочном основании

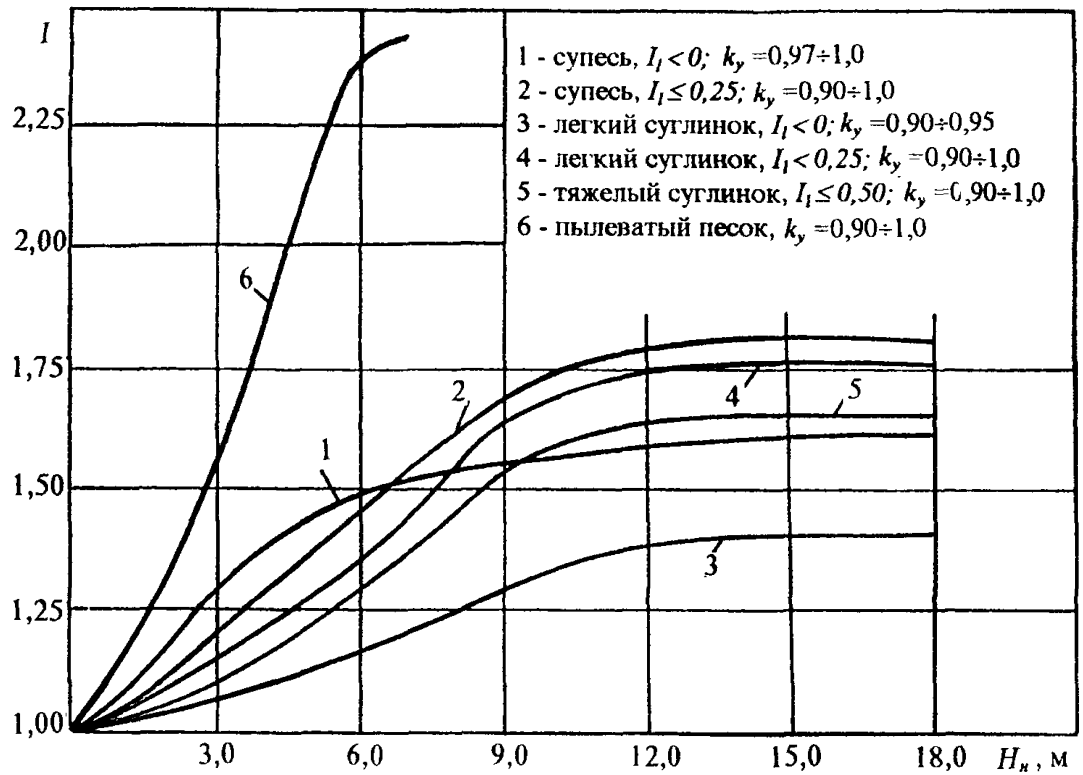


Рис. 4.9

Таблица 4.3

Нормативные значения удельного сцепления $C^{н}_{сп}$ (кПа) и угла внутреннего трения $\varphi^{н}_{сп}$ (град) для глинистых насыпных грунтов длительно эксплуатируемых железнодорожных насыпей

Виды грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести	Обозначения характеристик	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости, e						
			0,41-0,50	0,51-0,60	0,61-0,70	0,71-0,80	0,81-0,90	0,91-1,0	1,01-1,10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Супеси	$0,00 \le J_L \le 0,25$	$C^{н}$	16	11	7	-	-	-	-
		$\varphi^{н}$	30	29	27	-	-	-	-
	$0,25 \le J_L \le 0,50$	$C^{н}$	14	9	6	4	-	-	-
		$\varphi^{н}$	29	27	25	22	-	-	-
	$0,50 \le J_L \le 0,75$	$C^{н}$	13	8	5	3	-	-	-
		$\varphi^{н}$	28	26	24	21	-	-	-
Суглинки легкие	$0,00 \le J_L \le 0,25$	$C^{н}$	35	28	22	17	14	12	-
		$\varphi^{н}$	24	23	22	21	20	18	-
	$0,25 \le J_L \le 0,50$	$C^{н}$	30	24	19	15	12	10	-
		$\varphi^{н}$	22	21	20	19	18	17	-

Продолжение таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	$0,50 \le J_L \le 0,75$	$c^н$	-	-	16	12	9	7	5
		$\varphi^н$	-	-	17	16	14	12	10
Суглинки пылеватые	$0,00 \le J_L \le 0,25$	$c^н$	38	31	25	20	16	14	-
		$\varphi^н$	22	21	20	19	18	16	-
	$0,25 \le J_L \le 0,50$	$c^н$	33	26	20	15	12	11	-
		$\varphi^н$	20	19	18	17	16	14	-
	$0,50 \le J_L \le 0,75$	$c^н$	-	-	17	14	11	9	7
		$\varphi^н$	-	-	15	14	13	11	9
Суглинки тяжелые	$0,00 \le J_L \le 0,25$	$c^н$	41	34	28	23	19	17	-
		$\varphi^н$	20	19	18	17	16	14	-
	$0,25 \le J_L \le 0,50$	$c^н$	38	31	25	20	17	14	-
		$\varphi^н$	18	17	16	15	14	12	-
	$0,50 \le J_L \le 0,75$	$c^н$	-	-	20	17	15	12	10
		$\varphi^н$	-	-	14	13	12	10	8

Продолжение таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Глины песчанитые	$0,00 \le J_L \le 0,25$	$c^н$	-	56	51	46	41	34	27
		$\varphi^н$	-	22	21	20	19	17	15
	$0,25 \le J_L \le 0,50$	$c^н$	-	-	46	41	36	29	22
		$\varphi^н$	-	-	19	18	17	15	13
	$0,50 \le J_L \le 0,75$	$c^н$	-	-	30	28	26	23	18
		$\varphi^н$	-	-	16	15	14	12	10
Глины пылеватые	$0,00 \le J_L \le 0,25$	$c^н$	-	62	57	52	47	40	32
		$\varphi^н$	-	20	19	18	17	15	13
	$0,25 \le J_L \le 0,50$	$c^н$	-	-	52	46	40	33	27
		$\varphi^н$	-	-	17	16	15	13	10
	$0,50 \le J_L \le 0,75$	$c^н$	-	-	37	35	33	30	25
		$\varphi^н$	-	-	14	13	12	10	7

4.1.4. Расчетные модели по оценке устойчивости откосов и склонов и определению расчетных оползневых сил

Расчеты устойчивости откосов насыпей или склонов производятся для выяснения причин их деформаций и при проектировании габионных сооружений.

Устойчивость откосов насыпей или склонов оценивается в нескольких сечениях как для полной высоты откоса или склона (общая устойчивость), так и для отдельных частей откосов или склонов (местная устойчивость).

Для расчетов устойчивости используется модель Г.М.Шахунянца, позволяющая определять коэффициент устойчивости k как при круглоцилиндрической, так и при любой форме поверхности возможного смещения (рис.4.10)

$$k = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (f_i N_i + c_i l_i + T_{i-уд}) \dfrac{\cos\varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^{n} T_{i-сдв} \dfrac{\cos\varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}}, \qquad (4.2)$$

где n - количество отсеков, на которые разбивается блок возможного смещения (см. рис.4.10);

f_i - коэффициент внутреннего трения грунта, проявляющийся по поверхности смещения i-го отсека, $f_i = tg\,\varphi_i$;

φ_i - угол внутреннего трения грунта по основанию i-го отсека, град;

$c_i l_i$ - реактивная сила сцепления по поверхности смещения в i-м отсеке, кН/м;

c_i - удельное сцепление грунта по основанию i-го отсека, кПа;

l_i - длина поверхности смещения в пределах отсека, м;

$f_i N_i$ - реактивная сила трения по поверхности смещения в i-м отсеке, кН/м;

N_i и T_i - нормальная и тангенциальная составляющие силы веса Q_i для i-го отсека, кН/м;

$$\left.\begin{aligned} N_i &= Q_i \cdot \cos\beta_i \\ T_i &= Q_i \sin\beta_i \end{aligned}\right\}, \qquad (4.3)$$

где β_i - угол наклона к горизонту поверхности смещения i-го отсека (в пределах отсека, если поверхность возможного смещения криволинейна, она заменяется плоской поверхностью, т.е. прямой на чертеже), град.;

СХЕМА ДЕЙСТВИЯ ОПОЛЗНЕВОГО ДАВЛЕНИЯ Eп НА ПОДПОРНУЮ СТЕНУ

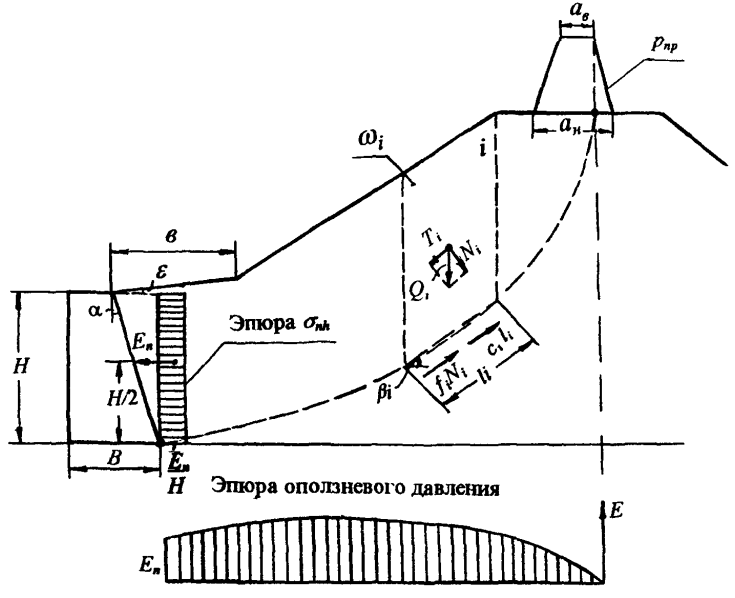


Рис. 4.10

$T_i = T_{i\text{-}сдв}$ при β_i (+) - направление в сторону сдвига;

$T_i = T_{i\text{-}уд}$ при β_i (-) - направление в сторону удержания отсека.

$$Q_i = \sum_{j=1}^{j=m} \omega_j \cdot 1\text{м} \cdot \gamma_j , \qquad (4.4)$$

где m- количество инженерно-геологических элементов (ИГЭ), содержащихся в данном отсеке;

ω_j - площадь, занимаемая в данном отсеке m-ым ИГЭ, м^2;

γ_j - удельный вес грунта m-го ИГЭ, кН/м^3.

Воздействие внешних нагрузок от верхнего строения пути $p_{вс}$ (кПа) и поездных(с учетом динамического состояния насыпи) $p_{пр}$ (кПа) заменяется весом фиктивных столбов грунта, высотой $z_{вс}$ (м) и z_n (м) соответственно.

$$\left.\begin{aligned} z_{вс} &= \frac{p_{вс}}{\gamma} \quad , \\ z_n &= \frac{p_{пр}}{\gamma} \quad , \end{aligned}\right\} , \qquad (4.5)$$

где γ - удельный вес грунта для ИГЭ, непосредственно примыкающего к основной площадке, кН/м^3.

Габионные сооружения должны работать на восприятие оползневых давлений E_n, кН/м откосов, поэтому наряду с определением величин k одновременно рассчитываются и оползневые силы E_n

$$E_n = \sum_{i=1}^{n} \left(|k| \, T_{i-сдв} - N_i \, f_i - c_i \, l_i - T_{i-уд} \right) \frac{\cos \varphi_i}{\cos\left(\beta_i - \varphi_i\right)} , \qquad (4.6)$$

где $|k|$ - допускаемая величина коэффициента устойчивости.

В соответствии с СТН Ц-01-95 /3/ допускаемый коэффициент устойчивости определяется как

$$|k| = \frac{\gamma_n \gamma_{fs}}{\gamma_c} , \qquad (4.7)$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения (коэффициент ответственности сооружения), принимается:

для скоростных и особогрузонапряженных линий - 1,25,

для линий 1 и 2 категорий - 1,20,

для линий 3 категории - 1,15,

для линий 4 категории - 1,10;

γ_{fc} - коэффициент сочетания нагрузок, учитывающий уменьшение вероятности одновременного появления расчетных нагрузок, принимается :

для основного сочетания нагрузок - 1,00,

для особого (сейсмика) сочетания нагрузок - 0,90,

для строительного периода - 0,95;

γ_c - коэффициент условий работы, принимается:

для методов расчета, удовлетворяющих условиям равновесия- 1,00;

для упрощенных методов - 0,95.

4.1.5. Анализ результатов оценки состояния насыпи или склона

Состояние насыпи или склона оценивается по результатам проведенных расчетов устойчивости, выполненных для ряда сечений, выбранных на основе анализа материалов инженерно-геологических изысканий. При значениях $k \leq \lfloor k \rfloor$ делаются выводы о недостаточной устойчивости насыпи или склона; определяется местоположение их неустойчивых зон, уточняются размеры по длине и высоте; дается прогноз состояния насыпи или склона в зависимости от изменения техногенных и природных условий; и рассматриваются варианты мероприятий по их усилению и стабилизации.

4.2. Обоснование принятия проектного решения и выбор конструкции

На основе анализа всех полученных материалов (предыстории объекта, результатов выполненных инженерных расчетов) устанавливаются причины и условия возникновения деформаций. Выдвигаются и рассматриваются возможные проектные решения, способные устранить причины их появления или изменить характер протекания деформаций.

Если проведенный анализ показал, что для усиления или стабилизации насыпи или склона требуется устройство поддерживающих сооружений целесообразно рассмотреть возможность применения для этой цели габионных конструкций в виде габионных стен или стен системы Террамеш, работающих на восприятие избыточных оползневых давлений E_n, кН/м. Окончательный выбор проектного решения производится на основе технико-экономического сравнения сопоставляемых вариантов, в том числе с традиционными способами усиления - устройством берм и контрбанкетов. При этом принятое решение должно обеспечивать надежность, работоспособность, долговечность усиливаемого объекта и самой конструкции; безопасность движения поездов; возможность механизации, выполнения работ с поля (без закрытия перегона); удовлетворять требованиям экологии, охраны

окружающей среды, техники безопасности и охраны труда.

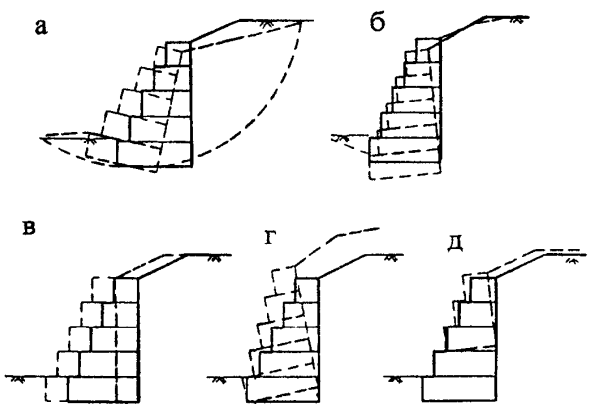
Такими решениями могут быть габионные гравитационные стены (сплошная выкладка стены высотой H и шириной по верху b и по низу B из габионов) или стены системы Террамеш, являющиеся по сути армогрунтовыми стенами, у которых облицовочная часть выкладывается из габионов, а остальной массив отсыпается из дренирующего грунта, армированного металлическими сетками для обеспечения его внутренней устойчивости.

4.3. Проектирование гравитационных габионных стен

4.3.1. Определение основных размеров (высоты и ширины)

Гравитационная габионная стена (ГГС) должна проектироваться с учетом возможных схем ее разрушения, приведенных на рис.4.11.

ВОЗМОЖНЫЕ СХЕМЫ РАЗРУШЕНИЯ ГАБИОННОЙ ГРАВИТАЦИОННОЙ СТЕНЫ



а - полное обрушение
б - нарушение несущей способности основания
в - сдвиг
г - опрокидывание
д - внутреннее разрушение

Рис. 4.11

Первоначально производится выбор типа формы и конструкции ГГС, привязка к местным условиям, назначение основных размеров стены и их увязка с конструкцией усиливаемой насыпи. Высота стены должна обеспечивать устойчивость верхней части насыпи. Ширина габионов, ее слагающих, и форма стены устанавливается из условия обеспечения устойчивости стены против сдвига и опрокидывания, дополнительно проверяется расчетами по оценке несущей способности основания (в том числе по круглоцилиндрической поверхности смещения) и по оценке внутренней устойчивости стены. Расчет следует начинать с определения оползневого давления грунта насыпи E_n (см.4.1.4. (4.6), рис.4.10) и активного давления грунта засыпки E_a (рис. 4.12) и их сравнения между собой для выбора наибольшего. Активное давление несвязанного грунта засыпки E_a (кН/м) на заднюю грань подпорной стены определяется на единицу ее длины как

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} k_a \quad , \qquad (4.8)$$

где k_a - коэффициент активного давления на подпорную стену;

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0)\sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\alpha + \varphi_0)\cos(\alpha - \varepsilon)}}]^2 \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \varphi_0)} \quad , \qquad (4.9)$$

γ - удельный вес грунта засыпки, кН/м^3 ;

H - высота подпорной стены, м ;

φ - угол внутреннего трения грунта, град.;

φ_o - угол трения грунта по задней грани стены, град.;

для весьма шероховатых граней подпорных стен $\varphi = \varphi_o$;

ε - угол наклона поверхности грунта засыпки к горизонтали, град.;

α - угол отклонения задней грани подпорной стены от вертикали, град.: значения α - положительно, когда грунт нависает над задней гранью стены, и отрицательно, если стена наваливается на грунт.

Для случая $\alpha = 0$ и $\varphi_o = 0$ давление грунта на подпорную стену будет горизонтальным (см. рис.4.12). Выражение для определения коэффициента активного давления примет вид

$$k_a = \mathrm{tg}^2\left(45^\circ - \varphi/2\right) \quad . \qquad (4.10)$$

СХЕМА ДЕЙСТВИЯ АКТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ E_a НА ПОДПОРНУЮ СТЕНУ

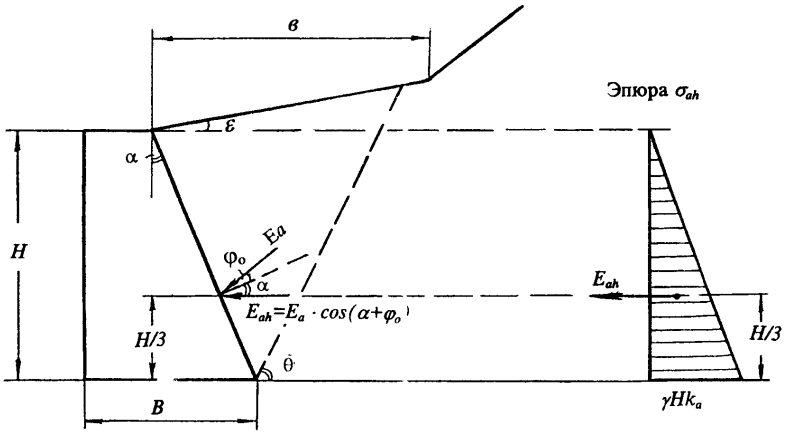


Рис. 4.12

Сила активного давления грунта засыпки E_a (кН/м) на подпорную стену прикладывается на расстоянии $H/3$ от основания стены (см.рис.4.12). Сила оползневого давления грунта насыпи E_n на подпорную стену прикладывается в середине высоты стены (см. рис.4.10).

Гравитационная габионная стена рассчитывается на восприятие наибольшего давления активного E_a или оползневого E_n.

Рассматривается внешняя и внутренняя устойчивость стены. Внешняя устойчивость стены оценивается на сдвиг, опрокидывание и потерю несущей способности основания. Внутренняя устойчивость стены проверяется расчетом на прочность по наиболее опасным сечениям (по местам соединений габионов друг с другом).

Устойчивость стены против сдвига по поверхности основания (рис. 4.13) обеспечивается при выполнении условия

$$k \geq |k| \ , \qquad (4.11)$$

$$k = \frac{R}{T} \ , \qquad (4.12)$$

где R - удерживающие силы, кН/м;
T - сдвигающие силы, кН/м;

$$R = N f + cB \ , \qquad (4.13)$$

$$T = E \ , \qquad (4.14)$$

где E - максимальная величина горизонтальной составляющей активного давления E_{ah} или оползневого давления E_n, кН/м.

$$E = \max \left\{ \begin{matrix} E_{ah} = E_a \cos(\alpha + \varphi_0) \\ E_n \end{matrix} \right\} \ . \qquad (4.15)$$

Устойчивость стены против опрокидывания (рис.4.14) обеспечивается при выполнение условия (4.11), но k определяется из выражения

$$k = \frac{M_{уд}}{M_{оп}} \ , \qquad (4.16)$$

где $M_{уд}$ - момент удерживающих сил, кН*м/м;
$M_{оп}$ - момент сил, действующих на опрокидывание стены, кН*м/м.

$$M_{уд} = G_0 x_0 \ , \qquad (4.17)$$

где G_o - равнодействующая всех вертикальных нагрузок, кН/м;

$$G_0 = \sum_{i=1}^{n} G_{gi} \ , \qquad (4.18)$$

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА К ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНЫ НА СДВИГ

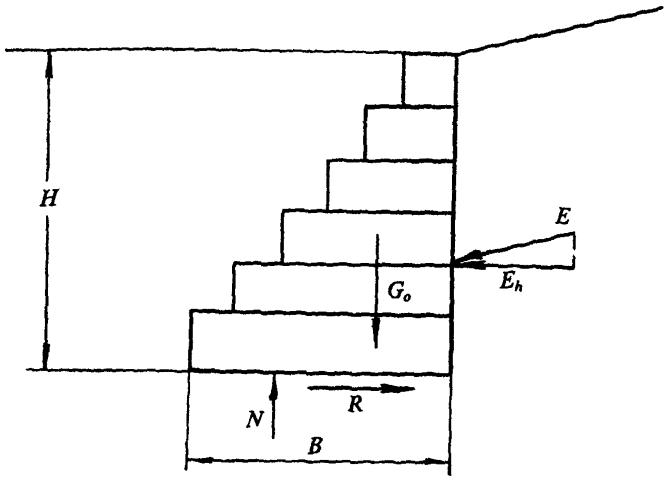


Рис. 4.13

где G_{gi} - вес i-ой секции габиона, кН/м;

x_o - плечо равнодействующей всех вертикальных нагрузок, м

$$x_0 = \frac{\sum G_{gi}\, x_i}{\sum G_{gi}} \quad , \qquad (4.19)$$

где x_i - плечо силы G_{gi}, относительно точки А (см. рис.4.14) , м;

Вес i - го габиона G_{gi} определяется как

$$G_{gi} = \omega_{gi}\, \gamma_g \quad , \qquad (4.20)$$

где ω_{gi} - площадь i - го габиона, м^2;

γ_g - удельный вес материала заполнения габиона, кН/м^3;

$$\gamma_g = \gamma_s \left(1 - n\right) \qquad (4.21)$$

γ_s - удельный вес частиц материала заполнения габиона, кН/м^3, (см. рис.3.4, табл. 3.5);

n - пористость материала заполнения габиона (см. 3.1.11)

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА К ОПРЕДЕЛЕНИЮ
УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНЫ НА ОПРОКИДЫВАНИЕ

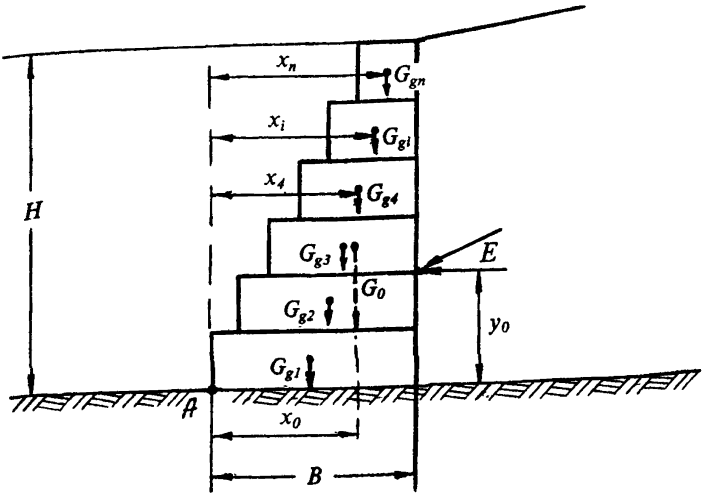


Рис. 4.14

$$M_{on} = E\, y_o \quad , \tag{4.22}$$

где y_o - плечо равнодействующей всех горизонтальных нагрузок E, м.

4.3.2. Проверка несущей способности основания стены

Несущая способность основания габионной стены обеспечивается при выполнении условия

$$\left.\begin{aligned} \sigma_V &\le |\sigma| \\ k_s &= \frac{|\sigma|}{\sigma_v} \ge |k| \end{aligned}\right\} , \tag{4.23}$$

$$|\sigma| \le \frac{q_{\lim}}{F_s} \quad , \tag{4.24}$$

где σ_v - максимальное вертикальное напряжение, действующее в основании поддерживающего сооружения, кПа;

$|\sigma|$ - допускаемое давление под подошвой габионной стены, кПа;

q_{lim} - предельная несущая способность основания, кПа;

F_s - коэффициент запаса, $F_s = 3$.

Расчет напряжений σ_v, действующих по подошве габионного сооружения, установленного на прочных грунтах основания допускается проводить при величине эксцентриситета нормальной силы N $e \leq B/6$, с учетом трапецеидального распределения давления (рис. 4.15, 2а), а при $e > B/6$ - с учетом треугольного распределения давления (рис.4.15, 2б).

Для случая $e \leq B/6$ (см. 4.15, 2а) максимальные σ_{max} и минимальное σ_{min} значения напряжений определяются как

$$\sigma_{\max} = \frac{N(1+6e/B)}{B} \quad , \qquad (4.25)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N(1-6e/B)}{B} \quad , \qquad (4.26)$$

Для случая $e > B/6$ (см. рис. 4.15, 2б) существует только максимальное напряжение

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3d} \quad , \qquad (4.27)$$

где d- расстояние от нижнего левого края подошвы габиона до точки приложения реакции грунта основания N, м (см. рис.4.15, 1)

$$d = \frac{M_{уд} - M_{оп}}{N} \quad , \qquad (4.28)$$

где $M_{уд}$ и $M_{оп}$ определяются в п.4.3.1 по формулам (4.17-4.22).

Оценка несущей способности основания производится по допускаемым напряжениям с использованием формулы Б. Хансена

$$q_{lim} = c\ N_c\ d_c + q\ N_q\ d_q\ i_q + B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ \gamma \ , \qquad (4.29)$$

где q_{lim} - предельная несущая способность основания, кПа;

B - ширина основания поддерживающего сооружения, м;

c - удельное сцепление грунта основания, кПа;

φ - угол внутреннего трения грунта основания, град.;

q - вертикальное давление на подошву фундамента

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ

1) Силы действующие на габионную стену

2) Распределение давления по подошве основания габиона

3) Предельная несущая способность основания

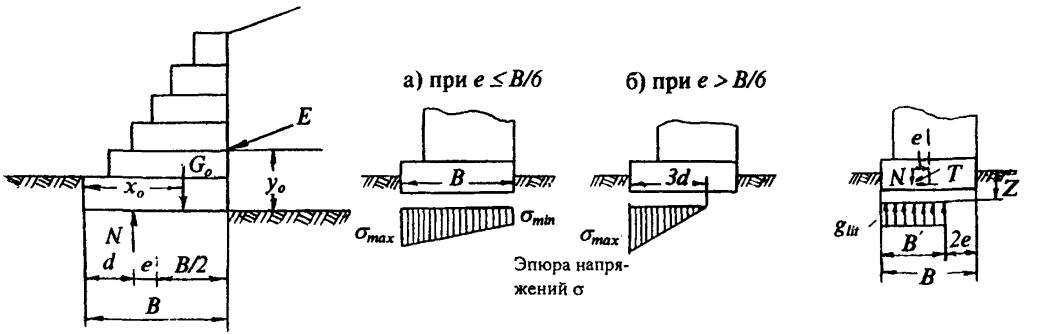


Рис. 4.15

$$q = \gamma' z \ , \qquad (4.30)$$

где γ - удельный вес грунта под подошвой фундамента, кН/м^3;
γ' - удельный вес грунта выше подошвы фундамента, кН/м^3;
z - глубина заложения фундамента, м;

N_c, N_q, N_γ - безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения φ

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg}\varphi} \ , \qquad (4.31)$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}\varphi} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \varphi/2\right) \ , \qquad (4.32)$$

$$N_\gamma = 1.8\left(N_q - 1\right)\operatorname{tg}\varphi \ , \qquad (4.33)$$

i_q, i_γ - коэффициенты, учитывающие наклон нагрузки;

$$i_q = 1 - T/2N \ , \qquad (4.34)$$

где T, N - горизонтальная и вертикальная составляющие равнодействующей внешней нагрузки на фундамент, кН/м

$$i_\gamma = \gamma_a^2 \ , \qquad (4.35)$$

d_c, d_q, d_γ - коэффициенты, учитывающие глубину заложения фундамента: $d_\gamma = 1$,

$$d_c = d_q = 1 + 0.35\, z/B \ . \qquad (4.36)$$

Устойчивость основания габионной стены против сдвига по круглоцилиндрической поверхности смещения (см.рис.4.8) оценивается расчетом коэффициента устойчивости k по формуле (4.2).

Устойчивость основания обеспечивается при соблюдении условия (4.11).

4.3.3. Проверка внутренней устойчивости стены

Оценка внутренней устойчивости габионного сооружения включает в себя расчет на прочность по наиболее опасным сечениям (по месту соединения габионов друг с другом), то есть производится проверка сооружения на возможность сдвига отдельных слоев габионов по поверхности контакта внутри стены.

Внутренняя устойчивость габионной стены обеспечивается при выполнении для каждого i-го слоя сооружения (рис.4.16) условий

$$\tau_i \le \tau_{доп} \ , \qquad (4.37)$$

$$\sigma_i \le \sigma_{доп} \ , \qquad (4.38)$$

где τ_i, σ_i - действующие на контакте i – го слоя стены касательные и нормальные напряжения, кПа;

τ_{don}, σ_{don} - допускаемые величины касательного и нормального напряжений, кПа.

Напряжения сдвига на контакте слоев габионных секций (см. рис.4.14) определяется как

$$\tau_i = \frac{E_{hi}}{B_i} \quad , \tag{4.39}$$

где B_i - ширина габионной секции в i - ом уровне, м;

E_{hi} - максимальная величина горизонтальной составляющей активного давления E_{ahi}, кН/м или оползневого давления E_{ni}, кН/м на контакте габионных секций в i - ом уровне

$$E_{hi} = \max \begin{cases} E_{ahi} \\ E_{ni} \end{cases} , \tag{4.40}$$

Сдвигающими силами являются активные E_{ahi} или оползневые давления E_{ni}, действующие по i-ому слою

$$E_{ahi} = \frac{2E_{ah}\, h_i^{\,2}}{H^2} \quad , \tag{4.41}$$

$$E_{ni} = \frac{E_n\, h_i}{H} \quad , \tag{4.42}$$

где E_{ah} - наибольшее активное давление, кН/м ;

E_n - оползневое давление, кН/м ;

h_i - расстояние от верха стены до i-ого расчетного горизонтального сечения, м.

Допускаемая величина касательного напряжения устанавливается расчетом по формуле

$$\tau_{don} = \sigma_i \ \mathrm{tg}\,\varphi^* + c_g \quad , \tag{4.43}$$

где φ^* - угол трения габионных конструкций по i-ой расчетной поверхности, град.;

c_g - удельное сцепление по этой же поверхности, кПа.

$$\varphi^* = 2.5\,\gamma_g - 10 \quad , \tag{4.44}$$

γ_g - удельный вес материала габиона, кН/м^3;

$$c_g = 3P_u - 5 \quad , \tag{4.45}$$

P_u - масса сетки габионной секции, кг/м^3.

Величина P_u выбирается по данным таблицы 4.4 в зависимости от высоты габионной секции и предела прочности на разрыв проволоки R_p.

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА К АНАЛИЗУ ВНУТРЕННЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ ГАБИОННОЙ СТЕНЫ

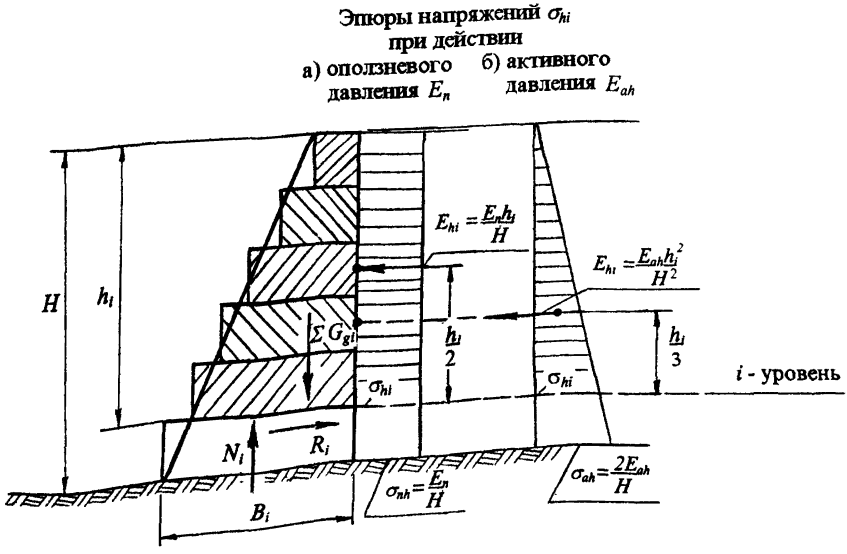


Рис. 4.16

Таблица 4.4

$$R_p = f(P_u)$$

Высота габионной секции		Предел прочности сетки R_p, кН/м
0.50	1.00	
Масса сетки секции P_u, кг/м³		
8.50	5.55	30
11.20	7.85	34
11.00	7.25	35
11.00	8.20	40
12.30	8.20	42
11.80	8.40	43
14.30	10.50	45
15.20	10.30	47
15.00	10.50	53

Нормальное напряжение, действующее на контакте габионных секций в i-ом уровне

$$\sigma_i = \frac{N_i}{B_i} = \frac{\sum G_{gi}}{B_i} \quad , \qquad (4.46)$$

где N_i - нормальная реакция нижележащих слоев габионов, кН/м;

$$N_i = \sum G_{gi} \quad , \qquad (4.47)$$

B_i - ширина стены в расчетном сечении, м.

Допускаемая величина нормального напряжения определяется из выражения $\sigma_{доп} = 50\,\gamma_g - 300$. (4.48)

4.3.4. Описание принятой конструкции стены

Возможные схемы устройства габионной стены на объекте представлены на рис.3.6. Каждая стена состоит из габионного массива прямоугольной формы в поперечном сечении, с внешней стороны она может иметь ступенчатое очертание.

Конструкция, размеры и количество габионов определяется на основании ранее выполненных расчетов необходимой длины и высоты участка усиления объекта с помощью стены.

При проектировании габионной стены рекомендуется использовать стандартные конструкции габионов, спецификации которых приведены в Приложении 1. При этом следует расчетные размеры габионов корректировать до величин кратных 0,5 м или 1,0 м в большую сторону.

При разработке проекта габионной стены в пояснительной записке должны быть представлены схемы размещения габионных стен

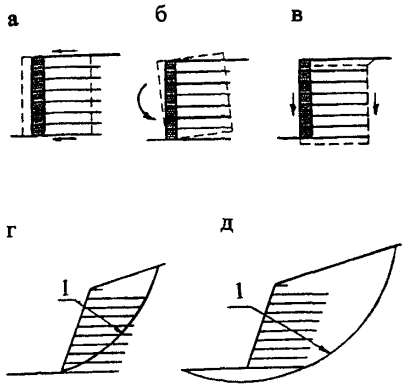
на объекте, принятые конструктивные решения с объемами работ и со спецификацией материалов.

4.4. Проектирование стен системы Террамеш

4.4.1. Определение основных размеров стены (высоты и ширины)

Стены системы Террамеш (СТ) должны проектироваться с учетом возможных схем их разрушения, приведенных на рис.4.17.

ВОЗМОЖНЫЕ СХЕМЫ РАЗРУШЕНИЯ
СИСТЕМЫ ТЕРРАМЕШ



а - сдвиг
б - опрокидывание
в - нарушение несущей способности основания
г - нарушение местной устойчивости сооружения
д - нарушение общей устойчивости сооружения
по круглоцилиндрической поверхности смещения
1 - поверхность смещения

Рис. 4.17

Первоначально производится выбор типа, формы и конструкции СТ, привязка к местным условиям, назначение основных размеров сооружения и их увязка с конструкцией усиливаемой части.

Высота сооружения системы Террамеш должна обеспечивать устойчивость верхней части насыпи.

Ширина и форма сооружения системы Террамеш устанавливается из условия обеспечения устойчивости сооружения против сдвига и опрокидывания, дополнительно проверяется расчетами по оценке несущей способности основания (в том числе по круглоцилиндрической поверхности смещения) и по оценке внутренней устойчивости СТ.

Расчет следует начинать с определения оползневого давления грунта насыпи E_n и активного давления грунта засыпки E_a по формулам (4.6,4.8), действующих по контакту насыпи и армогрунтовой стены (системы Террамеш) и сравнения их между собой для выбора наибольшего.

Стена системы Террамеш рассчитывается на восприятия наибольшего давления (активного E_a или оползневого E_n) (рис.4.18).

Рассматривается внешняя и внутренняя устойчивость сооружения системы Террамеш.

Внешняя устойчивость стены системы Террамеш оценивается на сдвиг, опрокидывание и потерю несущей способности основания.

Внутренняя устойчивость сооружения системы Террамеш проверяется расчетом на прочность и анкерную способность сеток.

Устойчивость стены системы Террамеш против сдвига по поверхности основания обеспечивается при выполнении условия (4.11). Расчет устойчивости стены против сдвига выполняется по формулам (4.12-4.15) (см. рис.4.18).

Устойчивость стены системы Террамеш против опрокидывания (см.рис.4.18) обеспечивается при выполнении условия (4.11). Расчет устойчивости стены на опрокидывание выполняется с использованием формул (4.12,4.13,4.16-4.18) и выражений

$$G_0 = \sum_{i=1}^{n}\left(G_{gi} + G_{зi}\right), \qquad (4.49)$$

где $G_{зi}$ - вес i-го слоя грунта засыпки, кН/м.

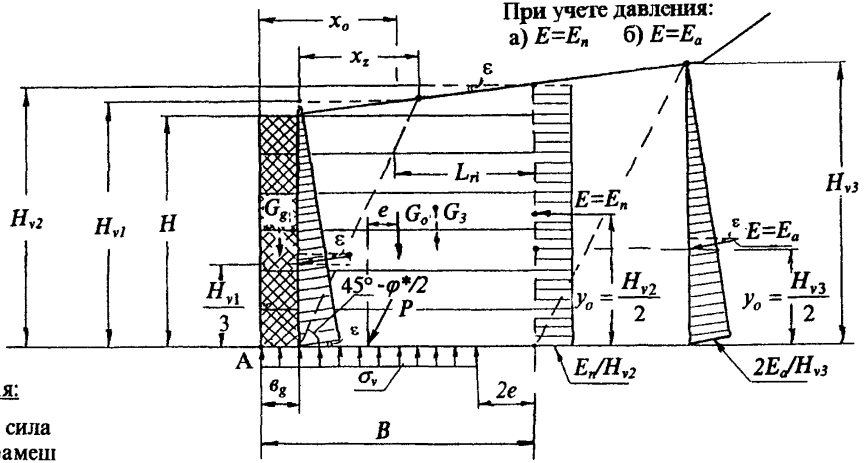
$$x_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_{gi}\, x_i + \sum_{i=1}^{n} G_{зi}\, x_i}{\sum_{i=1}^{n}\left(G_{gi} + G_{зi}\right)}, \qquad (4.50)$$

$$G_{зi} = \omega_{зi}\,\gamma, \qquad (4.51)$$

где $\omega_{зi}$ - площадь i-го слоя грунта засыпки, м^2;

γ - удельный вес грунта засыпки, кН/м^3.

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА СИСТЕМУ ТЕРРАМЕШ



Условные обозначения:

P - результирующая сила
G_o - вес системы Террамеш
G_{gi} - вес габионов
G_{3i} - вес грунта засыпки
E_n - оползневое давление грунта насыпи
E_a - активное давление грунта

Рис. 4.18

4.4.2. Проверка несущей способности основания

Устойчивость основания системы Террамеш по несущей способности обеспечивается при выполнении условия (4.23).

Расчет σ_v выполняется по формуле Мейерхофа, предполагая распределение напряжений на эффективное основание постоянным на протяжении (B - 2 e) (рис.4.18)

$$\sigma_v = \frac{N}{(B - 2e)} , \qquad (4.52)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{уд} - M_{оп}}{N} , \qquad (4.53)$$

где N - нормальное давление от грунта засыпки системы Террамеш на основание, кН/м; $N = G_o$.

Если величина эксцентриситета e отрицательна, то эффективное основание будет шире реального.

Допускаемое давление под подошвой стены системы Террамеш рассчитывается по формулам (4.24-4.36).

Устойчивость основания стены системы Террамеш против сдвига по круглоцилиндрической поверхности смещения (см. рис.4.17 д) оценивается расчетом устойчивости k по формуле (4.2).

Устойчивость основания обеспечивается при соблюдении условия (4.11).

4.4.3. Проверка внутренней устойчивости стены

Оценка внутренней устойчивости стены системы Террамеш производится для обоснования принятых размеров армирования (длины сеток и шага армирования). Она включает в себя определение коэффициента запаса k_p (расчет на прочность сетки) и коэффициента запаса на выдергивание сетки $k_в$ (расчет на анкерную способность сетки) под действием активного давления грунта засыпки, действующего на тыльную сторону габионов.

Предварительно весь блок стены системы Террамеш разделяется на две части: активную, где касательные напряжения действуют в направлении лицевой грани сооружения и реактивную, где касательные напряжения действуют в направлении тыльной стороны блока. Граница между этими двумя зонами проходят через места максимальных напряжений.

Положение этой линии для вертикальной лицевой грани стены системы Террамеш может быть представлено через расстояние между тыльной стороной габиона и границей двух зон на вершине стены x_z (см. рис. 4.18)

$$x_z = H_{v1} \operatorname{tg}(45° - \varphi / 2) , \qquad (4.54)$$

где H_{vl} - условная высота стены системы Террамеш, м ;

φ - угол внутреннего трения грунта засыпки, град.

Для каждой i-ой секции стены системы Террамеш определяется длина заделки (в реактивной зоне) L_{ri}, м по формуле

$$L_{ri} = (B - b_g) - (H_v - h_i) \operatorname{tg}(45 - \varphi/2) \ , \qquad (4.55)$$

где h_i - глубина размещения i-ой армирующей сетки, м.

Для каждого слоя армирующей сетки определяется величина вертикального давления σ_{vi}, кПа (рис.4.19)

$$\sigma_{vi} = \gamma h_i \ , \qquad (4.56)$$

и рассчитываются растягивающие усилия, действующие на армирующие элементы сетки в каждом i-ом слое

$$T_i = k_a \Delta H \sigma_{vi} \ , \qquad (4.57)$$

где ΔH - расстояние между армирующими сетками, м.

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА К ОЦЕНКЕ ВНУТРЕННЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ СИСТЕМЫ ТЕРРАМЕШ

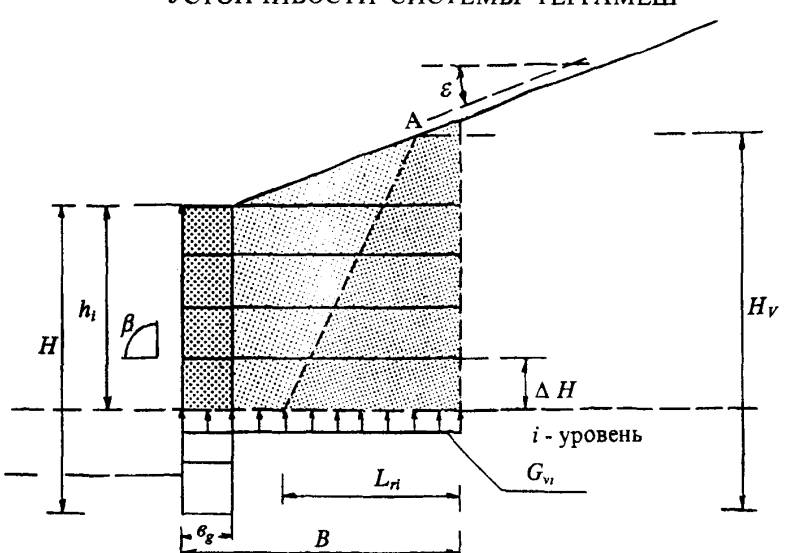


Рис. 4.19

Коэффициент запаса на разрыв k_p сетки определяется как

$$k_p = \frac{|R_p|}{T} \quad , \tag{4.58}$$

где $|R_p|$ - допускаемая прочность сетки на разрыв, кН/м

$$|R_p| = \frac{R_p}{k_з} \quad , \tag{4.59}$$

где R_p - предел прочности сетки, кН/м (см. табл.4.4);
$k_з$ - коэффициент запаса для сетки с покрытием из ПВХ, $k_з = 1.24$.

Коэффициент запаса на выдергивание $k_в$ сетки из грунта засыпки

$$k_в = \frac{|T|}{T} \quad , \tag{4.60}$$

где $|T|$ - предельное анкерное усилие сетки, кН/м

$$|T| = c_г \sigma_{vi} L_{ni} \quad , \tag{4.61}$$

где $c_г$ - коэффициент выдергивания сетки из грунта, для сетки из стальной проволоки двойного кручения $c_г = 0.91$.

На каждом горизонте укладки сеток коэффициенты запаса на разрыв k_p и выдергивания $k_в$ должны превышать допустимый $|k| = 1.50$

$$k_p \geq |k| . \tag{4.62}$$

$$k_в \geq |k| . \tag{4.63}$$

4.4.4. Описание принятой конструкции стены

Армогрунтовая стена Террамеш представляет собой гравитационную габионную стену, обратная засыпка которой дополнительно армируется металлическими сетками связанными с габионами (см. рис.3.7). Стена может возводиться как с полевой стороны, так и непосредственно на насыпи.

Размеры стены определяются из условия обеспечения общей и местной устойчивости усиливаемой насыпи и самой стены. Для достижения этих целей верхняя откосная часть насыпи, как правило, уполаживается до 1: 1,75...1: 2. Ширина бермы (стены) должна быть не менее 3,0 м.

Концевые части стен присыпаются с обеих сторон дренирующим грунтом контрбанкетов, примыкающим к этим местам.

Высоты стен по длине назначаются конструктивно, исходя из полученных расчетами проектных отметок и условий размещения

стен на местности. В каждом сечении высота стены определяется как разница между отметками местности и отметками верха стены.

На всем протяжении участка усиления стена, может состоять из нескольких рядов (от одного и более) конструкций системы Террамеш, установленных по вертикали с различным шагом (как правило 0,5...1,0 м) и иметь переменную высоту от 1,0 м и более. При этом высота стены округляются в большую сторону (кратно высоте габиона).

Для возведения стены следует использовать типовые конструкции коробчатых габионов со стандартными диафрагмами или без оных, выполненных звеньями шестигранной формы из оцинкованной проволоки и прикрепленных к ним элементам армирования (Террамеш) в виде имеющих аналогичные размеры проволочных оцинкованных сеток различной ширины и длины, приведенных в спецификациях (Приложения 1-3).

При устройстве стены, ее лицевой грани рекомендуется придавать ступенчатую форму путем смещения габионов друг относительно другого на 0,10…0,20 м.

Для заполнения габионов рекомендуется использовать карьерный камень размером в 1,5...2,0 раза превышающий размер звена сетки, а в качестве засыпки - дренирующий грунт-песок крупный или среднезернистый.

Для предотвращения вымывания песка с тыльной стороны габионов устраивается обратный фильтр из нетканого материала (геотекстиля). С этой целью укладываются разрезанные на куски полотнища геотекстиля размером не менее 2,0х0,7 м и 2,0х1,2 м соответственно для габионов высотой 0,5 м и 1,0 м.

При устройстве стены выполняются планировочные работы:

- по подготовке основания для размещения конструкций системы Террамеш путем подрезки грунта насыпи или щебеночной подсыпки слоем требуемой толщины;
- по установке конструкции и заполнению габионов камнем;
- по укладке геотекстиля с обратной стороны габионов и укладке дренирующего грунта засыпки с ее послойным уплотнением.

Остальные работы по усилению верхней части насыпи производятся традиционным способом.

5. МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ГАБИОННЫХ СТРУКТУР ДЛЯ ЗАЩИТЫ ОТ РАЗМЫВА ОТКОСОВ НАСЫПЕЙ, БЕРЕГОВ, МОСТОВЫХ ОПОР И КОНУСОВ МОСТОВ

5.1. Выбор габионных структур для защиты откосов насыпей и берегоукрепления

В зависимости от местных условий выбирается один из типов защиты откосов насыпей или берегов /2/:

- массивные габионные стены;
- облицовки из тонких габионов и матрасов Рено;
- комбинированные сооружения из массивных габионов и тонких матрасов;
- сооружения для оперативного восстановления земляного полотна, подверженного размыву (сооружения срочного вмешательства).

При использовании массивных габионных стен возможно применять в качестве основания глубокие фундаменты, каменную наброску или наброску из цилиндрических габионов (рис.5.1, 5.2).

В этом случае заглубленные фундаменты необходимы, чтобы структура не была подмыта при эрозии дна.

Глубина фундамента массивных габионных стен ΔH определяется максимальной глубиной ямы местного размыва Δz : $\Delta H > \Delta z$.

При облицовке откоса или берега тонкими габионами и матрасами Рено могут использоваться схемы, приведенные на рис.5.3. В этом случае длина выпуска L крепления должна быть больше или равна $(1,5 \div 2,0)\,\Delta z$; в связи с гибкостью крепления при образовании ямы размыва тонкий габион изгибаясь, опускается в саму яму размыва, чем фиксирует ее и препятствует разрушению основного массива сооружения.

Такие структуры применяются тогда, когда нет необходимости поддерживающего (укрепительного) сооружения, но все равно есть опасность эрозии.

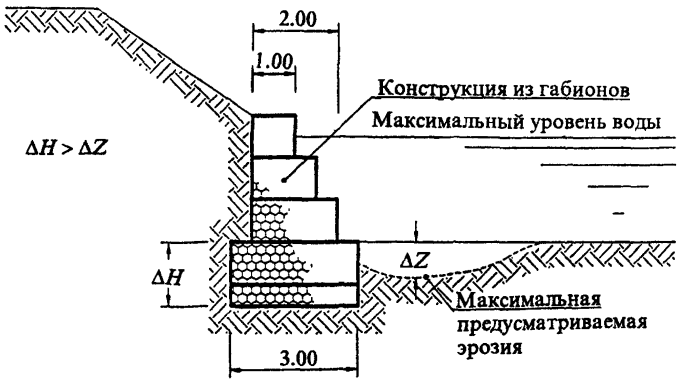
Примеры комбинированных сооружений из массивных габионов и тонких матрасов приведены на рис. 5.4.

В случаях, когда необходимо устройство водонепроницаемой облицовки, следует предусмотреть укладку под габионы водонепроницаемой мембраны из ПВХ или бентонита, или пропитку габионов песчано-битумной мастикой (рис. 5.5).

При оперативном восстановлении размытого откоса или берега может быть рекомендовано решение, представленное на рис. 5.6. Использование коробчатых габионов удобно в глубоких водах (простота изготовления).

В отдельных случаях для укрепления берегов или подтопляемых откосов могут применяться габионные структуры в виде системы Терамеш (рис. 5.7).

ЗАЩИТНОЕ СООРУЖЕНИЕ С ГЛУБОКИМ ФУНДАМЕНТОМ

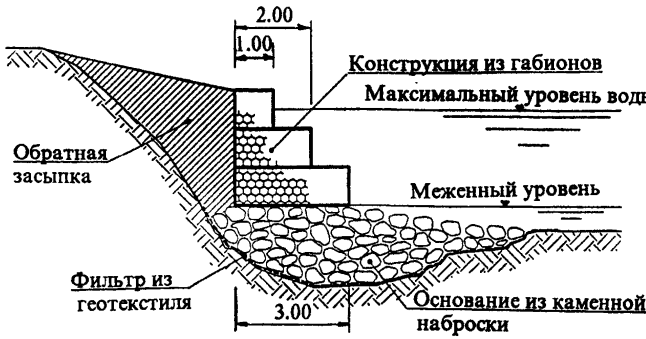


ЗАЩИТНОЕ СООРУЖЕНИЕ ИЗ ГАБИОНОВ, ОПИРАЮЩЕЕСЯ ОСНОВАНИЕ ИЗ ТОНКИХ ГАБИОНОВ



Рис. 5.1

ЗАЩИТНОЕ ГАБИОННОЕ СООРУЖЕНИЕ, СОЗДАННОЕ НА ОСНОВАНИИ ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ



СООРУЖЕНИЕ, ПОСТРОЕННОЕ НА ОСНОВАНИИ ИЗ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ГАБИОНОВ

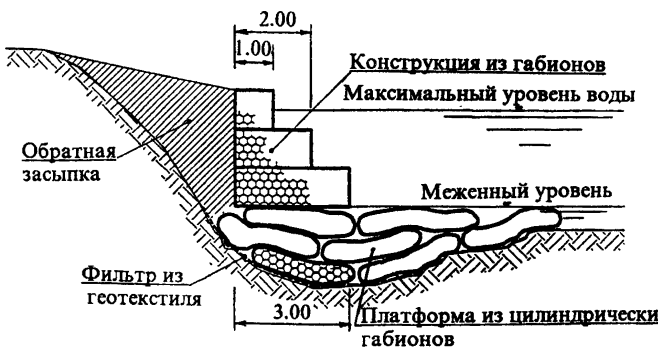


Рис. 5.2

ОБЛИЦОВКА МАТРАСАМИ РЕНО



СХЕМА КРЕПЛЕНИЯ С ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНОЙ



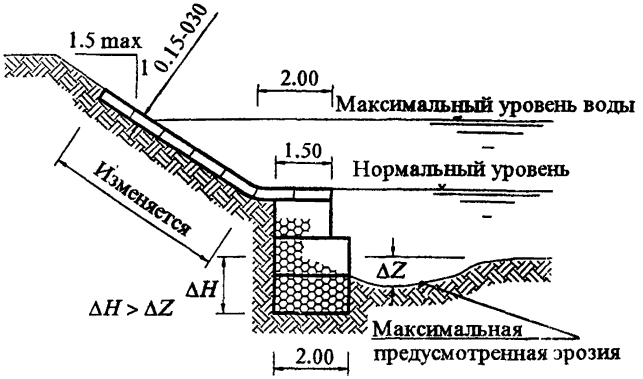
Рис. 5.3

При устройстве габионных укреплений необходимо обязательное закрепление их концевых участков.

5.2. Выбор габионных структур для защиты мостовых опор и конусов мостов

Мостовые опоры, размещенные в русле, находятся под постоянным действием потока и, как правило, при отсутствии надежной защи-

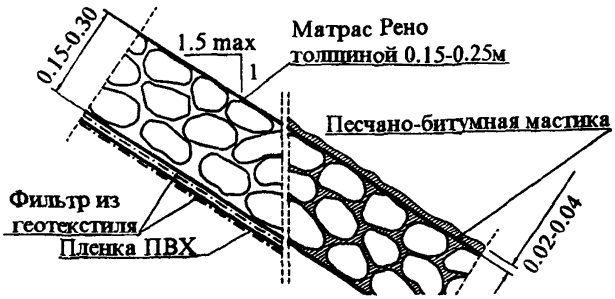
ЗАЩИТНОЕ СООРУЖЕНИЕ ИЗ ГАБИОНОВ И МАТРАСОВ РЕНО С МАССИВНЫМ ОСНОВАНИЕМ



ЗАЩИТНОЕ СООРУЖЕНИЕ ИЗ ГАБИОНОВ И МАТРАСОВ



Рис. 5.4



матрас Рено толщиной 0,15-0,25 м сваренный в горячую с мастикой из песчано-битумной смеси

Рис. 5.5

ты их фундамент оголяется и нарушается устойчивость самого мостового сооружения.

Защита береговых устоев мостов проводится от размывающего действия реки (рис. 5.1).

Защита грунтовых откосов береговых устоев моста (конусов мостов) необходима от ливневой эрозии и возможного смещения грунта в связи с крутым заложением откосов.

Все эти защиты осуществляются габионами и матрасами Рено в их комбинации или в отдельных случаях матрасами Рено. Примеры различных конструктивных решений приведены на рис.5.8-5.11.

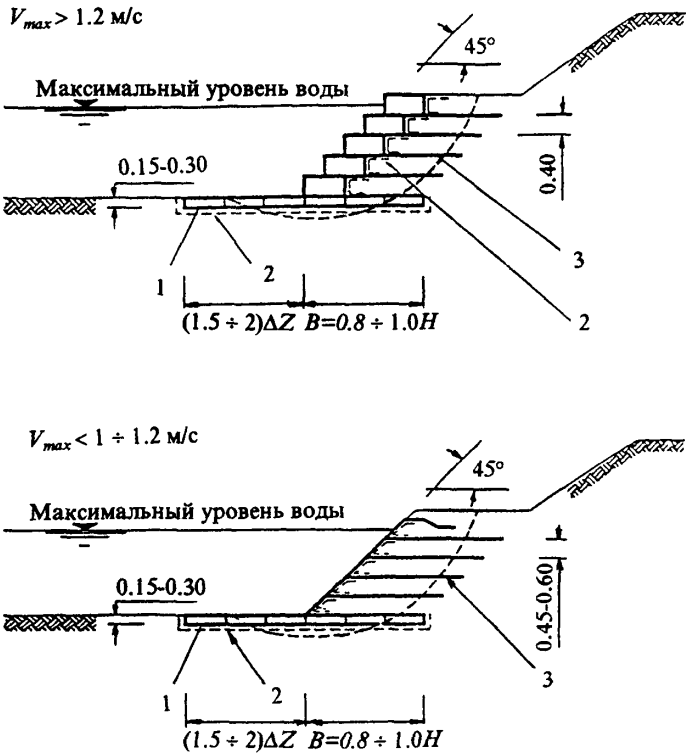
Состав габионной структуры определяется местными условиями размерами сооружений на мостовом переходе, расчетными скоростями течения, расчетной глубиной затопления и расчетной высотой волны). Размеры структуры (требуемая толщина габиона или матраса) находятся расчетом. Площадь и конфигурация защит определяется размерами сооружения и потребностями в защите от размыва.

СООРУЖЕНИЕ СРОЧНОГО ВМЕШАТЕЛЬСТВА



Рис. 5.6

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СИСТЕМЫ ТЕРРАМЕШ В БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЯХ



1 - матрасы Рено
2 - геотекстиль
3 - элемент армирования

Рис. 5.7

УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВЫХ МОСТОВЫХ УСТОЕВ ГАБИОНАМИ И МАТРАСАМИ РЕНО

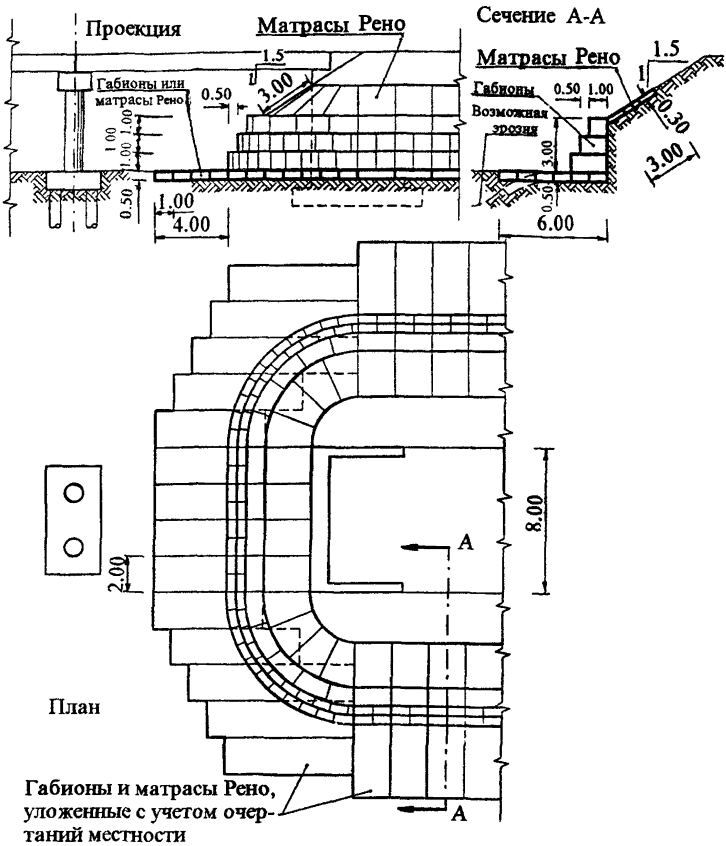


Рис. 5.8

УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВОГО УСТОЯ
МАТРАСАМИ РЕНО

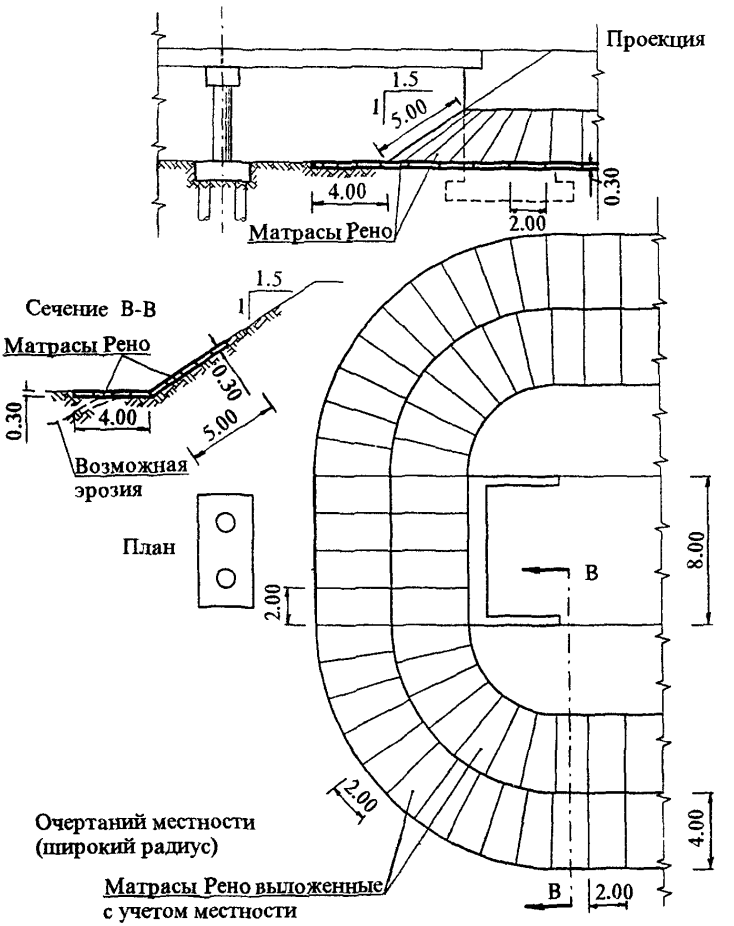


Рис. 5.9

УКРЕПЛЕНИЕ МОСТОВЫХ ОПОР И МОСТОВЫХ УСТОЕВ ГАБИОНАМИ И МАТРАСАМИ РЕНО

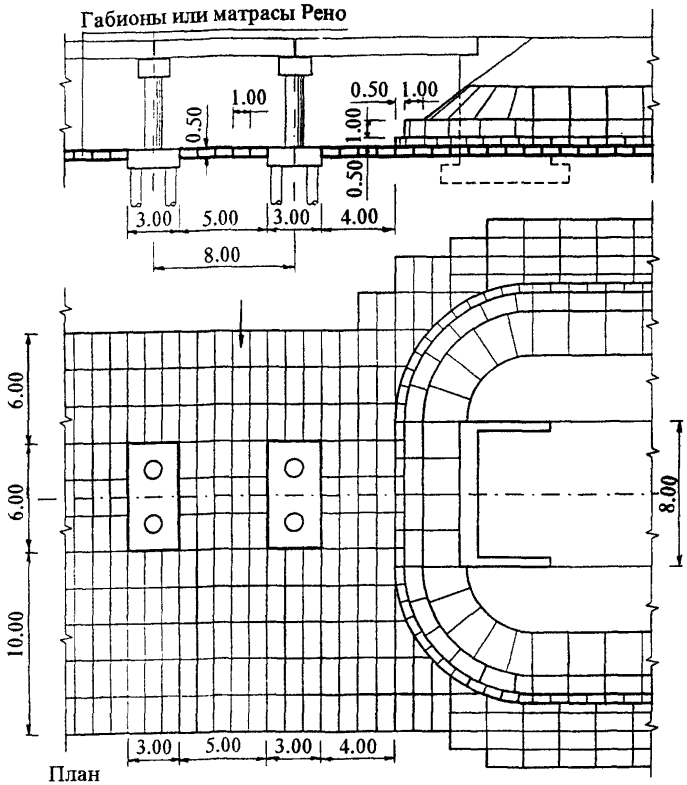


Рис. 5.10

ДЕТАЛЬ СОЕДИНЕНИЯ ГАБИОНОВ / МАТРАСОВ РЕНО С БЕТОННЫМ ОСНОВАНИЕМ

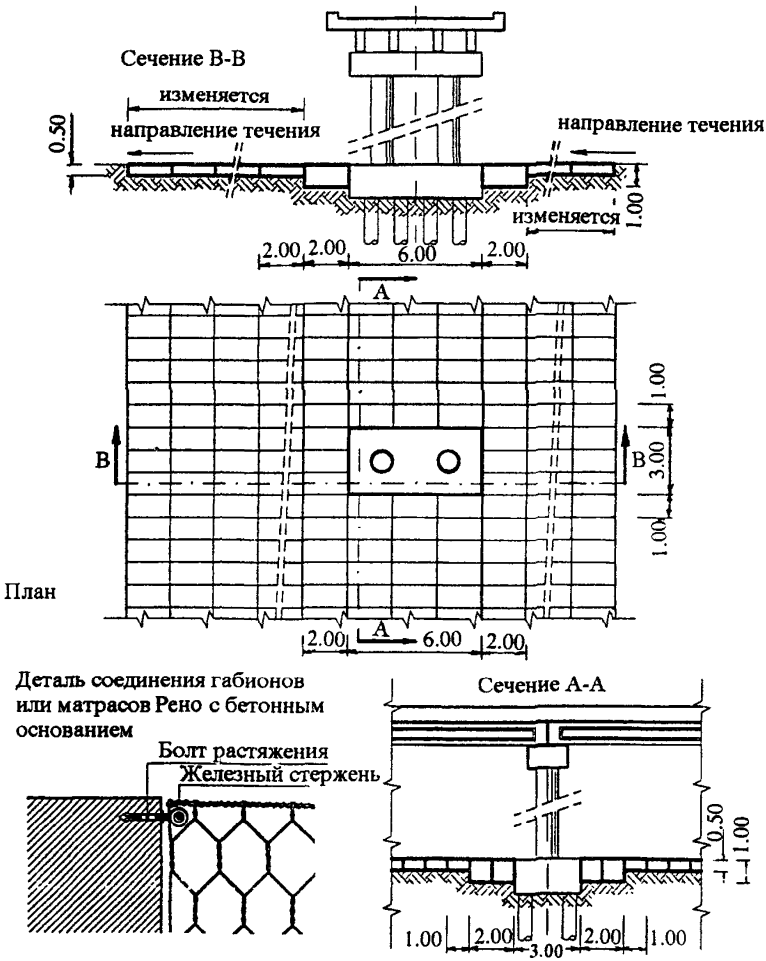


Рис. 5.11

5.3. Методика проектирования габионных структур для защиты от размывов

5.3.1 Определение исходных данных для проектирования

Основными исходными данными для проектирования всех видов защит от размывов являются:

- расчетная скорость течения v_0 (м/с);
- глубина постоянного или временного подтопления d_f (м);
- расчетная высота волны $h_{i\%}$.
- в отдельных случаях ледовая нагрузка (горизонтальная составляющая сила от воздействия ледового поля F_h, МН и вертикальная составляющая той же силы F_v, МН, действующие на сооружение откосного профиля).

Величины v_0 принимаются по данным непосредственных измерений гидрометеопостов или расчетом в соответствии с /7, 8/.

Значения d_f при постоянном затоплении берутся также из непосредственных промеров гидрометеопостов. При временном затоплении (в поймах на мостовых переходах) и проектировании укреплений в соответствии с СТН Ц-01-95 /3/ расходы паводка и соответствующие им уровни воды d_f на пике паводков определяются по данным наблюдений гидрометеопостов с расчетной обеспеченностью 1% для скоростных, особогрузонапряженных линий и линий I-III категорий и 2% для линий IV категорий и подъездных путей.

Расчетная высота волны $h_{f\%}$ определяется в соответствии с СНиП 2.06.04-82 /4/ с такой же расчетной обеспеченностью f%, которая указана выше. При этом, если имеются конкретные данные о дифференциальных глубинах потока по длине ветрового разгона, то $h_{f\%}$ определяется по методике, приведенной в /8/, в том числе приложении 12.3. Если же таких данных нет, то исходят из средней глубины потока d_f и определяют $h_{f\%}$ и среднюю длину волны $\overline{\lambda}$ по СНиП 2.06.04-82 /4/. Величину $\overline{\lambda}$ необходимо знать при проектировании некоторых видов укреплений.

Параметры $h_{f\%}$, $\overline{\lambda}$ и средний период волны $\overline{T}$ в соответствии с /4/ определяются следующим образом.

Значения $h_{f\%}$ 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 $\overline{\lambda}_d/2$:

при $d_f > \overline{\lambda}_d/2$ - зона глубоководная;

при $d_f \leq \overline{\lambda}_d/2$ - зона мелководная.

Величина $\overline{\lambda}_d$ определяется как /4/

$$\overline{\lambda}_d = g\overline{T}^2 / 2\pi, \qquad (5.1)$$

где g - ускорение земного притяжения; g = 9,81 м/с^2;

$\overline{T}$ - средний период волны, с.

Значение $\overline{T}$ находится из безразмерной величины $g\overline{T} / v_\omega$ при известной безразмерной величине $g\overline{h}_d / v^2{}_\omega$, определенной по графику рис.5.12 при известной безразмерной величине $gL / v^2{}_\omega$.

В этих величинах v_ω - расчетная скорость ветра, м/с; $\overline{h}_d$ - средняя высота волны в глубоководной зоне, м; L - длина ветрового разгона волн, м.

Величину v_ω при акваториях, имеющих ветровой разгон L<100 км допускается определять по данным натурных наблюдений над максимальными ежегодными значениями скоростей ветра без учета их продолжительности.

Если акватория имеет плавную береговую черту, то расчетное значение L может быть принято по данным непосредственных измерений по преобладающему направлению ветра или может быть (при больших глубинах затопления) принято приближенно по формуле

$$L = K_{vis} \frac{\gamma}{v_\omega}, \qquad (5.2)$$

где K_{vis} - коэффициент, принимаемый равным $5 \cdot 10^{11}$;

γ - коэффициент кинематической вязкости воздуха, равный $1 \cdot 10^{-5}$ м^2/с.

Таким образом для глубоководной зоны при плавной береговой черте акватории получаются параметры $\overline{h_d} = \alpha \frac{v_\omega^2}{g}$ и соответствующий величине $\overline{h}_d$ средний период волны $\overline{T} = \beta \frac{v_\omega}{g}$ (α и β - величины, получаемые из графика рис.5.12 при известных величинах L и $\frac{gL}{v^2{}_\omega}$.

При сложной конфигурации береговой черты (при $\frac{L_{max}}{L_{min}} \geq 2$, где L_{max} и L_{min} - соответственно наибольший и наименьший лучи, проведенные из расчетной точки защищаемого сооружения в секторе ±45° от преимущественного направления ветра до пересечения с подветренным берегом) средняя высота волны в глубоководной зоне $\overline{h}_d$ определяется по формуле

График для определения элементов ветровых волн в глубоководных зонах

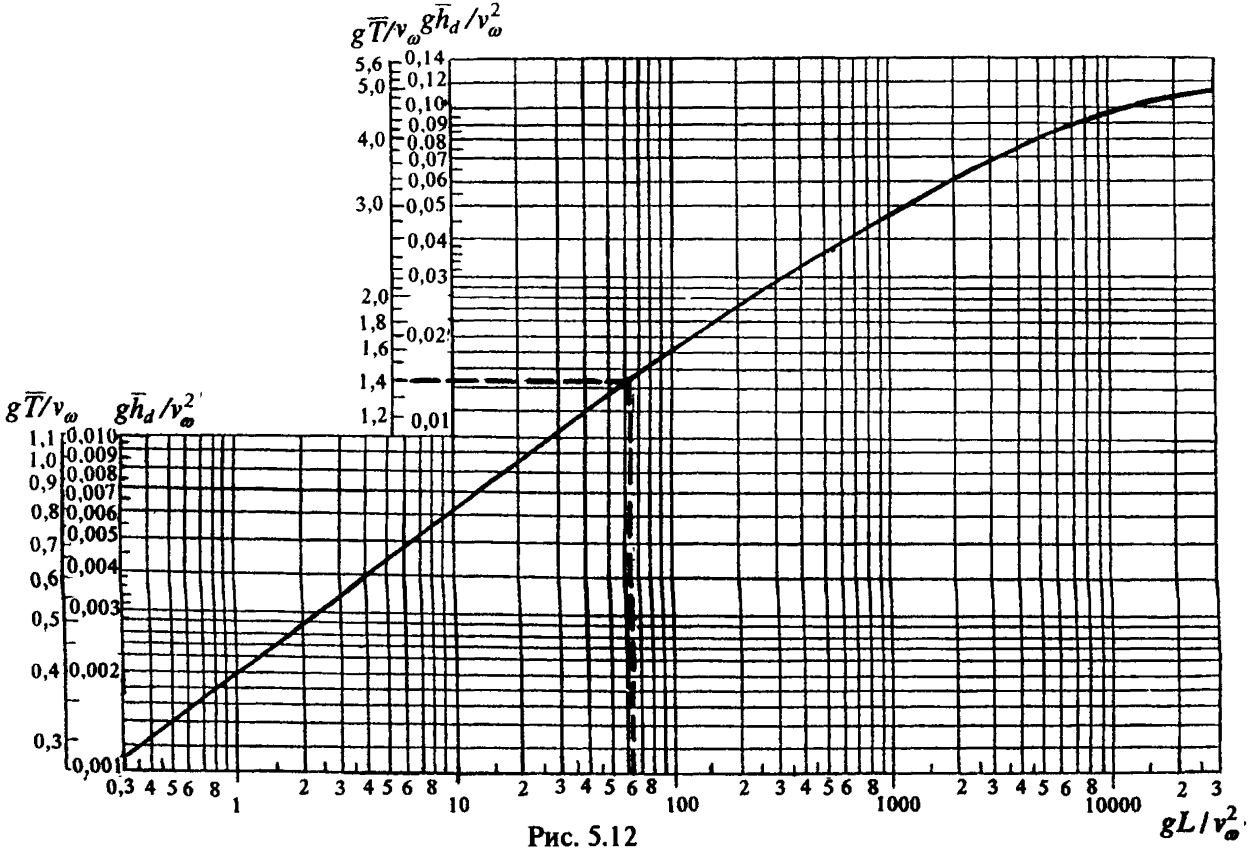


Рис. 5.12

$$\overline{h}_d = 0{,}1\sqrt{25\overline{h}_1^2 + 21(\overline{h}_2^2 + \overline{h}_{-2}^2) + 13(\overline{h}_3^2 + \overline{h}_{-3}^2) + 3{,}5(\overline{h}_4^2 + \overline{h}_{-4}^2)}, \quad (5.3)$$

где $\overline{h}_n$, м (при n=1; ±2; ±3; ±4) - средние высоты волн, которые должны приниматься по графику рис.5.12 по расчетной скорости ветра v_ω и проекциях лучей L_n, м, на направление главного луча L_1, совпадающего с преимущественным направлением ветра.

При этом средний период волн $\overline{T}$ находится как $\overline{T} = \alpha \frac{v_\omega}{g}$,

где α соответствует величине $\beta = \frac{g\overline{h}_d}{v^2}$, определяемой из графика рис.5.12. Значение $\overline{\lambda}_d$ находится по (5.1).

В том и другом случае, если зона глубоководная $\left(d_f > \frac{\overline{\lambda}_d}{2}\right)$, то расчетная высота волны будет

$$h_{1\%} = \overline{h}_d \cdot K_i, \quad (5.4)$$

где K_i - коэффициент приведения высоты волны к высоте i% обеспеченности (определяется по графику рис.5.13 в зависимости от безразмерной величины $\frac{gL}{v_\omega^2}$ при i=1%).

Графики значений коэффициента K_i

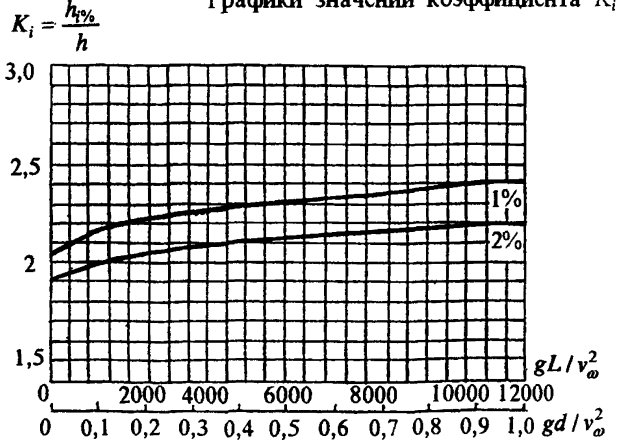


Рис. 5.13

График для определения коэффициента K_t

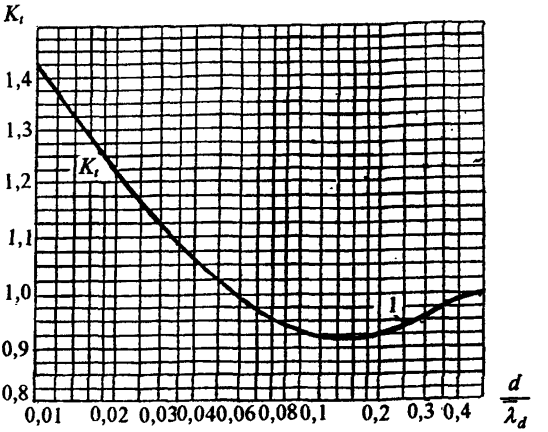


Рис. 5.14

Если же $d_f \le \frac{\overline{\lambda}_d}{2}$, то зона в месте расположения сооружения мелководная и в ней расчетная высота волны будет /4/

$$h_{1\%} = K_t \cdot K_r \cdot K_f \cdot K_i \cdot \overline{h}_d , \qquad (5.5)$$

где K_t - коэффициент трансформации, определяется по графику рис. 5.14 в зависимости от отношения $\frac{d_f}{\overline{\lambda}_d}$;

K_r - коэффициент рефракции; в рассматриваемых условиях K_r=1;

K_f - обобщенный коэффициент потерь; определяется по таблице 5.1 в зависимости от отношения $\frac{d_f}{\overline{\lambda}_d}$ и уклона дна;

K_i - принимается по рис. 5.13 при i=1% в зависимости от $\frac{gL}{v_\omega^2}$.

Таблица 5.1

Значения обобщенного коэффициента потерь

Относительная глубина $\frac{d_f}{\overline{\lambda}_d}$	Значения коэффициента K_l 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

5.3.2. Расчет требуемой толщины (высоты) габиона или матраса Рено

Если габионная структура для защиты от размыва размещается в местах, где отсутствуют ветровые волны, но имеет место скорость течения v_0, то толщина габиона или матраса принимается конструктивно в соответствии с указаниями, приведенными в главе третьей.

При наличии ветровых волн с расчетной высотой волны $h_{1\%}$ необходимая толщина t определяется по формулам

при крутизне откоса или бермы $1 : m \geq 1 : 3,5$

$$t = \frac{h_{1\%}}{3(1-n)(\rho_m - 1)ctg\theta}, \qquad (5.6)$$

при $1 : m < 1 : 3,5$

$$t = \frac{h_{1\%}}{7(1-n)(\rho_m - 1)ctg\theta^{\frac{1}{3}}}, \qquad (5.7)$$

где n - пористость габиона;

ρ_m - плотность камня, т/м^3;

θ - угол наклона откоса или бермы, град.

Пористость габиона выбирается в зависимости от удельного веса камня, который предполагается использовать для создания га-

бионной структуры, по графику рис. 3.4 (см. главу третью). Плотность камня

$$\rho_m = \frac{\gamma_s}{g}, \qquad (5.8)$$

где γ_s - удельный вес камня, кН/м³ (см. табл.3.5);

g - ускорение силы тяжести, м/с².

Полученная расчетом величина t округляется в большую сторону до стандартной для габионов или матрасов (см. Приложение 1).

5.3.3 Расчет требуемой массы и размера камня

Требуемая масса камня m_k в зависимости от расчетной высоты волны $h_{1\%}$ определяется по диаграмме рис. 5.15.

Соответствующий этой массе размер камня будет /5/

$$d_K = 1{,}2408\sqrt[3]{\frac{m_K}{\rho_m}}, \qquad (5.9)$$

Если волны нет, а имеет место вдольбереговое течение со скоростью v_0, то требуемый размер камня приблизительно определяется по формуле

$$d_K = \frac{\xi \cdot v_0^2}{A^2 2g\left(\frac{\gamma_m - \gamma_B}{\gamma_B}\right)\cos\theta}, \qquad (5.10)$$

где ξ - понижающий коэффициент, учитывающий связанность камней в габионе; ξ =0,5;

A - коэффициент, учитывающий устойчивость камня на откосе или береге; A=1 на участках крутых поворотов русел (при радиусах поворота менее 300 м) и A=1,15 во всех остальных случаях;

γ_m, $\gamma_в$ - соответственно удельные веса камня и воды, кН/м³.

Затем проверяется достаточность крупности камня по условию его не вываливания через ячейку сетки габиона или матраса:

$$d_K \geq (1{,}0...2{,}0)\, D, \qquad (5.11)$$

где D - расчетный размер ячейки, м.

По данным, приведенным в главе третьей и Приложении 3, стандартные размеры ячеек 0,06 х 0,08 и 0,08 х 0,10 м.

Диаграмма крупности камня в габионах
в зависимости от высоты волн

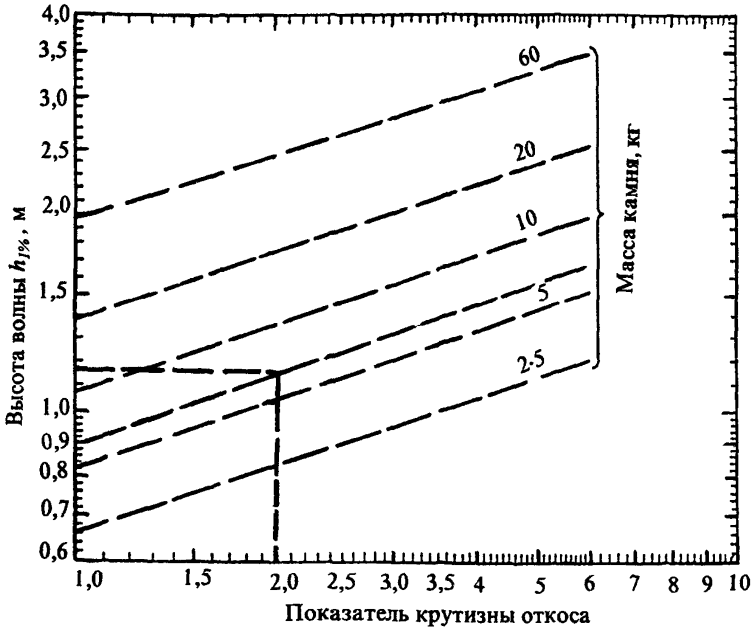


Рис. 5.15

5.3.4. Проверка на деформацию габионной структуры

Устанавливаются действующие и критические величины касательных напряжений:

действующие

для дна реки $\tau_s = \gamma_s d_f i,$ (5.12)

для откоса или берега $\tau_m = 0{,}75\ \gamma_s d_f i,$ (5.13)

где γ_s - удельный вес воды, кН/м^3;

i - уклон дна; для откоса или берега принимается $i = \operatorname{tg}\theta$;

критические

для дна реки $\tau_c = 0{,}1(\gamma_m - \gamma_в)d_{50}$, (5.14)

для откоса или берега $\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{\sin^2\varphi}}$, (5.15)

где γ_m - удельный вес камня, кН/м³;

$d_{50} = d_K$ - расчетный размер камня, м;

φ - угол внутреннего трения камня засыпки, град.; $\varphi = 41°$.

При превышении действительных касательных напряжений критических величин начинается деформация габионов под действием потока. В этом случае выполняется проверка на деформацию. При коэффициенте запаса 1,2, если $1{,}2 \cdot \tau_в \geq \tau_s$, то определяется параметр C_*:

для дна $C_* = \frac{(\tau_в - \tau_c)}{(\gamma_m - \gamma_в)} d_{50}$, (5.16)

для откоса или берега $C_* = \frac{(\tau_m - \tau_s)}{(\gamma_m - \gamma_в)} d_{50}$, (5.17)

При известном C_* допускаемая глубина деформации Δ_Z (м) находится по соотношению

$$\frac{\Delta_Z}{d_{50}} \leq 2\left(\frac{t}{d_{50}} - 1\right) \quad (5.18)$$

Отношение $\frac{\Delta_Z}{d_{50}}$ при известном C_* находится по графику рис.5.16. Если соотношение (5.18) не выдерживается, то следует увеличить размер камня.

5.3.5. Проверка скорости фильтрации

При определенных скоростях потока под слоем габионов появляется так называемая скорость фильтрации $v_в$ (м/с), которая имеет максимальное значение на границе габион - грунт.

$$v_в = \frac{1}{n_f}\left(\frac{d_{50}}{2}\right)^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}, \quad (5.19)$$

где n_f - коэффициент шероховатости дна или поверхности откоса или берега; для глинистых грунтов может быть принято n_f =0,033; для гравийной подготовки n_f =0,025; для геотекстиля n_f =0,020.

Диаграмма для определения C.

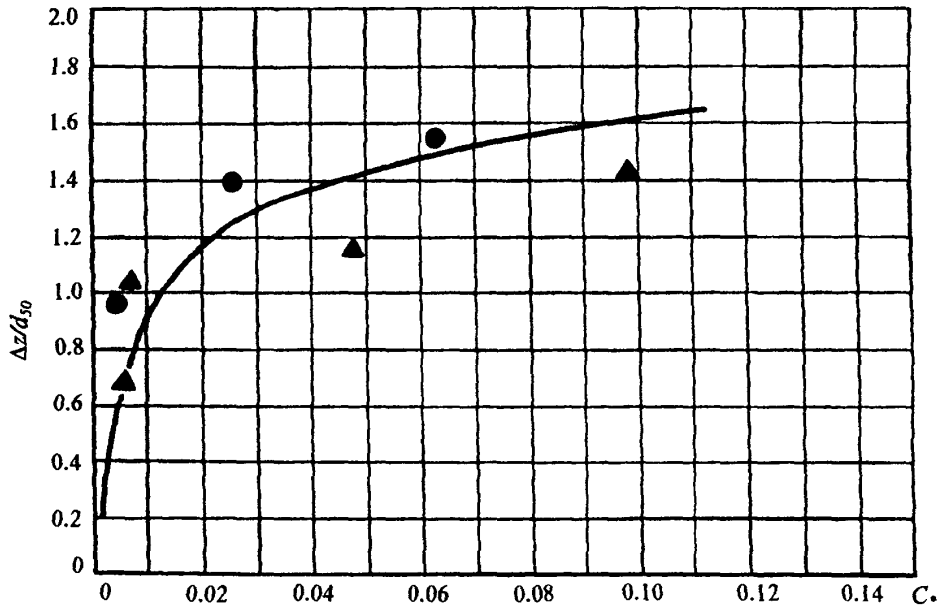


Рис. 5.16

Величина $v_в$ должна сравниваться с допускаемой скоростью фильтрации v_f (м/ч) для самого грунта.

Для несвязного грунта $v_f = 16{,}1 \cdot d_{50}^{\frac{1}{2}}$ (5.20)

Для связного грунта v_f определяется по диаграмме рис.5.17 в зависимости от его пористости $n_{гр}$.

Чтобы не было размыва основания под габионами, должно быть

$$v_в \le (2...4)\ v_f \qquad (5.21)$$

Диаграмма для определения скорости фильтрации в глинистых грунтах

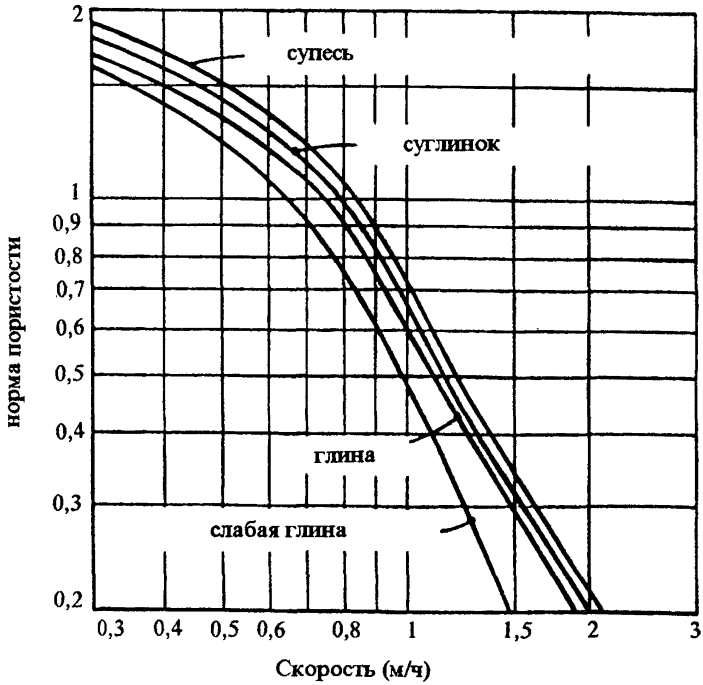


Рис. 5.17

6. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ

6.1. Общие положения

Технология и основные правила выполнения работ по усилению земляного полотна габионными сооружениями отражаются в проекте производства работ. Проект производства работ утверждается Службой пути дороги.

Проект производства работ должен содержать: схемы производства работ; перечень необходимых материалов, машин, механизмов и инструмента; календарный график производства работ и правила техники безопасности при их проведении.

Проект и календарный график производства работ должны предусматривать: подготовительные, основные и отделочные работы, а также способы оценки их качества.

6.2. Рекомендации по сборке и установке габионов

Рекомендации по сборке и установке габионов приведены в соответствии с предложениями ЗАО "Габионы Маккаферри СНГ".

Габионы и матрасы Рено отправляются с завода специально сложенными и соединенными в связки. На строительных площадках сложенные габионы открываются и собираются, выпрямляются стенки и головные части, выполняется прошивка вертикальных кромок и возможных диафрагм специальной проволокой. Прошивка обычно выполняется пропуская проволоку через каждые два звена.

После проведения сборки нескольких габионов, прошитых по форме коробки и соединенных в группы, переходят к укладке их, соединяя их по группам, с прочной прошивкой всех контактных кромок.

Заполнение габионов и матрасов Рено осуществляется карьерным камнем, размеры которого превышают размеры звена сетки. Укладка камня производится таким образом, чтобы получить минимум пустот.

В зависимости от рабочих условий заполнение выполняется вручную или с помощью механических средств. После заполнения габионов производится закрытие их крышек и выполняется прошивка проволокой вдоль кромок.

Технология сборки и установки габионов состоит в следующем.

Сборка габионов.

Раскрыть габионы, которые находятся в пакете на ровной твердой поверхности.

Растянуть его и выравнить все складки. Перед этим необходимо убедиться, что все части габиона ровные и нет изгибов и неровностей.

Согнуть лицевую, заднюю и боковые панели в вертикальную

позицию, сформировав прямоугольный ящик. Соединить вершины углов ящика вместе толстой проволокой кромки, торчащей из углов каждой панели. При этом верх всех четырех сторон ящика должен находиться на одном уровне.

Произвести связку вершин углов панелей, соединив их вместе витками, как показано на рис.6.1. Перевязка выполняется чередованием одной и двух петель через каждые 100 мм.

Формирование и установка конструкции.

Подготавливается площадка для установки габионов, разравнивается и планируется поверхность земли.

Несколько собранных проволочных остовов габионов переносятся на место возведения конструкции, где они устанавливаются рядом с габионами, заполненными камнем.

Габионы связываются между собой по соседним граням, как изложено выше. При этом следует второй ряд габионов устанавливать лицом к лицу, спина к спине (рис. 6.2). Пустые габионы закрепляются в необходимом положении путем забивки в их углы стержней, которые используются для вытягивания габионов и облегчения операции связки пустого габиона с ранее установленным.

Заполнение габионов.

В качестве заполнителя габиона рекомендуется использовать камень размером 125...200 мм (но не более 250 мм). Минимальный размер камня должен быть не меньше размера ячейки сетки. Допускается укладывать 5...7% камня меньшего диаметра.

Габион заполняется вручную или механизированным способом (рис.6.3). Камни должны укладываться плотно, чтобы получить в конструкции минимальное количество пустот. При этом последний габион следует оставлять пустым, для того чтобы было возможным привязать к нему следующие устанавливаемые габионы.

За один раз заполняется только одна треть габиона. Затем фиксируется габион изнутри горизонтальной связью поверх слоя камня (см.рис.6.3). Далее закрепляется вторая треть габиона, и наконец последняя треть габиона до его верха.

Габионы высотой 0,5 м могут заполняться в два приема.

Габионы высотой 0,33 м заполняются в один прием без связующих скоб.

Для компенсации осадки камня габион должен заполняться с запасом на 2,5...5,0 см выше верхней кромки габиона. Для этих целей наиболее подходит мелкий материал.

При укладке габионных матов в берегоукрепляющих сооружениях, где на них активно действует падающая струя воды или сильное течение потока необходимо устанавливать дополнительные связующие скобы между верхней крышкой габиона и его днищем.

Установка крышки габиона.

СБОРКА И ПЕРЕВЯЗКА ГАБИОНОВ

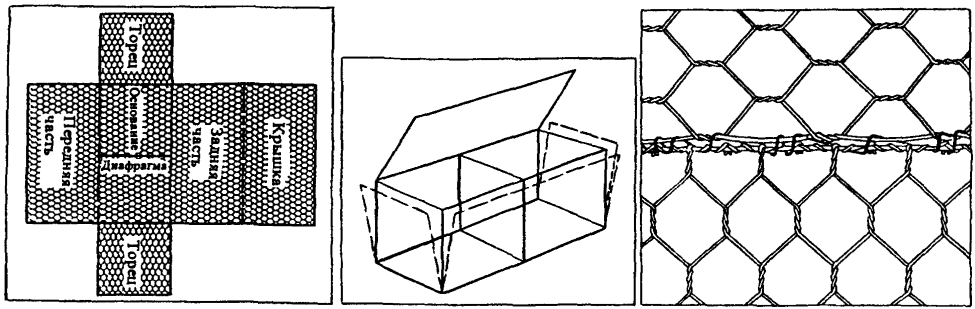


Рис. 6.1

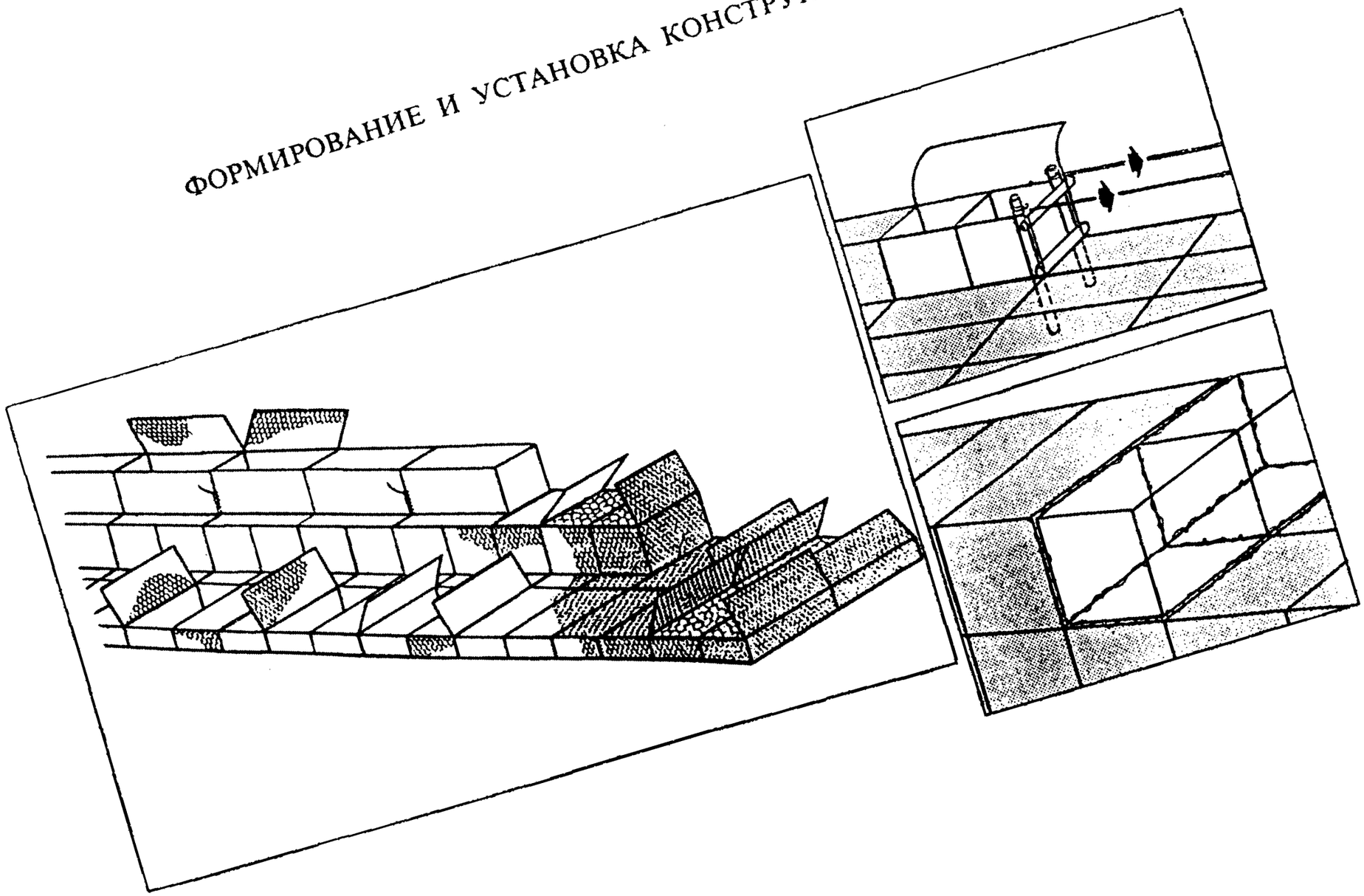
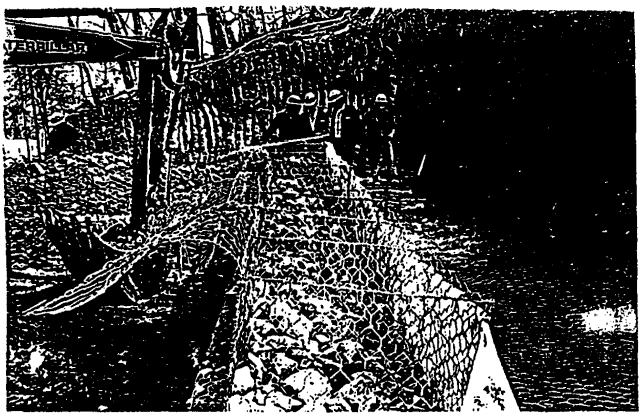
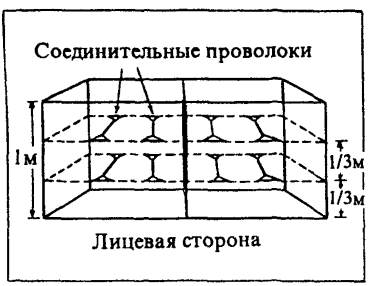
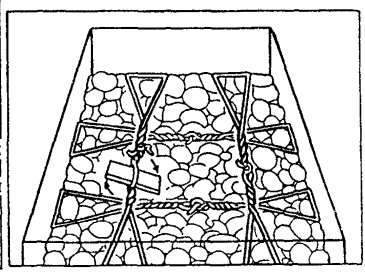


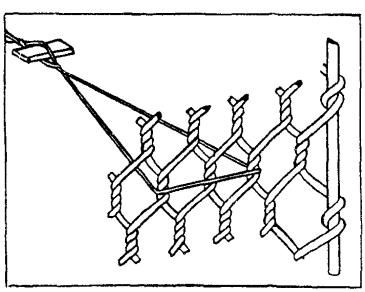
Рис. 6.2

ЗАПОЛНЕНИЕ ГАБИОНОВ









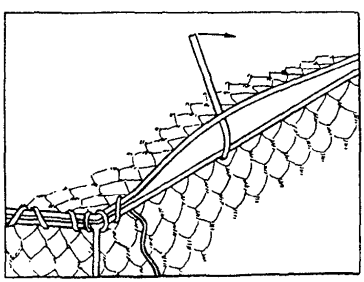


Рис. 6.3

Крышку габиона необходимо плотно притягивать к верхним граням габиона и одновременно увязывать проволокой (см.рис.6.3). Первоначально делается временная привязка углов, чтобы не происходило сдвига сетки по периметру верха габиона. Если камень-заполнитель мешает плотной притяжке крышки, то некоторое его количество может быть перемещено внутрь габиона.

Для монтажа конструкций габионов рекомендуется использовать следующий инструмент: плоскогубцы (с длинными губами), монтировка или маленький лом, специальный инструмент Маккаферри (типа "степлер") для притягивания и увязки крышки габиона.

В отдельных случаях (для относительно протяженных сооружений, воспринимающих значительные нагрузки) применяется компактная (ручная) лебедка для натяжения каждого устанавливаемого габиона с простыми приспособлениями для растяжки. Она крепится к боковине пустого габиона, другая боковина привязана к уже стоящим элементам. При работе лебедка должна быть надежно заанкерена.

После растяжки габион сразу должен быть заполнен камнем.

6.3. Рекомендации по сборке и установке матрасов Рено

Сборка матрасов Рено.

Матрасы доставляются в пакетах и распаковываются. На жесткой ровной площадке они раскладываются и расправляются все их складки (рис.6.4).

Поднимаются вертикально боковые стороны, передняя и задняя панели, а также диафрагмы. Проверяется их высота. Она должна быть одинаковой для обеих боковин (см.рис.6.4).

Поднимаются вертикально диафрагмы на высоту боковин, привязываются к боковинам короткими выпусками проволоки армирования и зацепляются за проволоку армирования боковины, которая проходит по верхней кромке (см.рис.6.4).

Берется конец проволоки, которой привязана диафрагма к днищу габиона и протаскивается на себя (см. рис.6.4). Затем этот конец проволоки используется для привязки диафрагмы к боковине. Проволоки протаскивается ровно столько, сколько необходимо для привязки диафрагмы к боковине. Привязка должна производится непрерывной проволокой, а не отдельными короткими связками.

Лицевая и задняя панели сгибаются на нужную ширину так, чтобы края боковин и этих панелей были на одном уровне и привязываются к боковинам. Затем матрасы осторожно укладываются поверх геотекстиля таким образом, чтобы не допускать его порывов проволокой.

Производится окончательная установка матрасов в проектное положение и их надежное связывание между собой. На откосах и склонах матрасы должны укладываться двухметровой стороной вверх и закрепляться в верхних углах деревянными колышками (рис.6.5).

Матрасы увязываются между собой пустыми, так как, если они заполнены, то увязку их между собой произвести невозможно.

СБОРКА МАТРАСОВ РЕНО

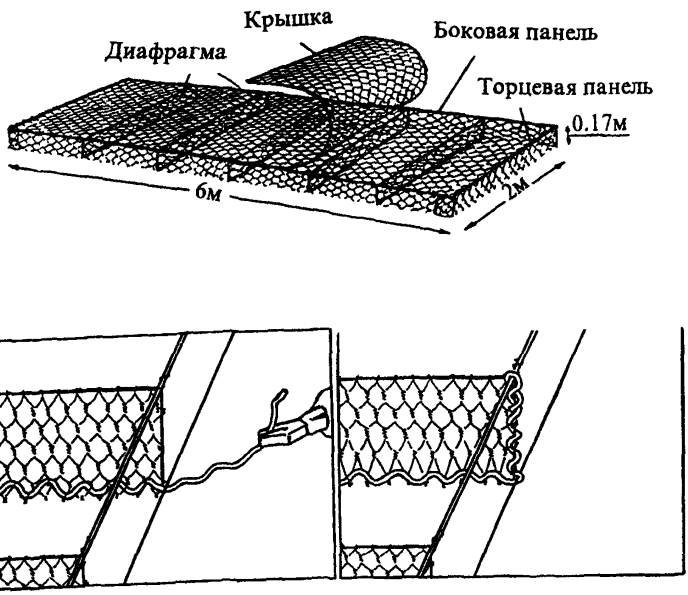


Рис. 6.4

Заполнение матрасов камнем производится вручную или с помощью какого-либо механизма. На откосах и склонах матрасы заполняются снизу вверх. Камень-заполнитель должен быть прочным и иметь размер между 75 мм и 2/3 толщины матраса. Для морских работ минимальный размер камня принимается не менее 150 мм.

Матрасы заполняются последовательно один за другим. При этом несколько пустых матрасов должны быть связаны и готовы к заполнению для выполнения непрерывных работ (см. рис.6.5). Матрасы должны заполняться с небольшим переполнением, принимая во внимание возможную осадку камня.

УСТАНОВКА И ЗАПОЛНЕНИЕ КАМНЕМ МАТРАСОВ РЕНО

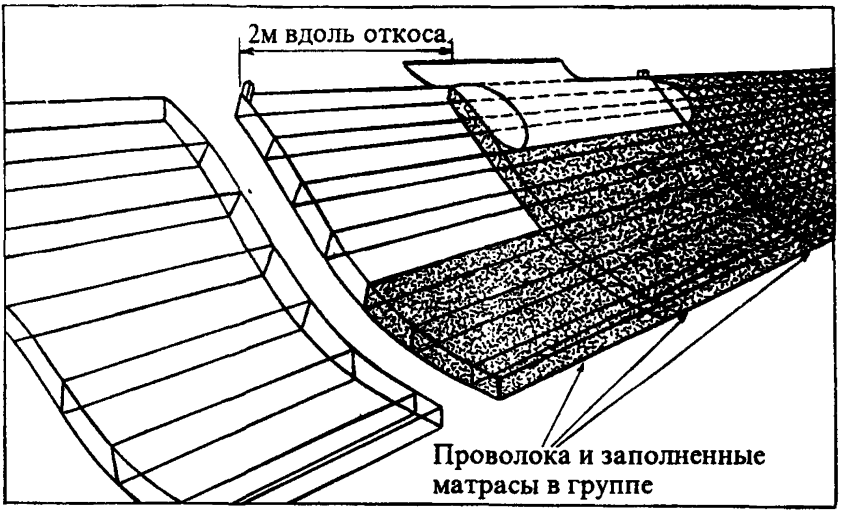


Рис. 6.5

После заполнения крышка габиона закрепляется в углах матраса и затем надежно привязывается к верху боковин и диафрагм. При этом связка должна вестись чередованием одинарной и двойной петель. При наличии нескольких уже заполненных матрасов привязка крышек может осуществляться одновременно на двух смежных матрасах.

Если матрасы укладываются на откосах и склонах крутизной более, чем 1: 1,5 они должны быть надежно закреплены деревянными кольями (сваями) на вершине откоса через каждые два метра или через другое необходимое расстояние (см.рис.6.5). На песчаных откосах или склонах, сложенных из мягких грунтов, колья должны оставаться забитыми не только в течение производства работ по заполнению габионов, но и по их завершению.

При необходимости установки матрасов меньшей длины, чем те, которые имеются в наличии, матрасы могут быть разрезаны по длине (рис. 6.6). Отрезанная часть матраса получается открытой с одной стороны. Такой габион может быть использован как:

- дополнительная часть конструкции;
- самостоятельная часть защиты откоса или склона.

В последнем случае открытый край отрезанного габиона закрывается после заполнения камнем. Под углом сгибаются обе боковины и сверху накрываются крышкой.

Для устройства криволинейных участков сооружения матрасы Рено могут разрезаться двумя способами.

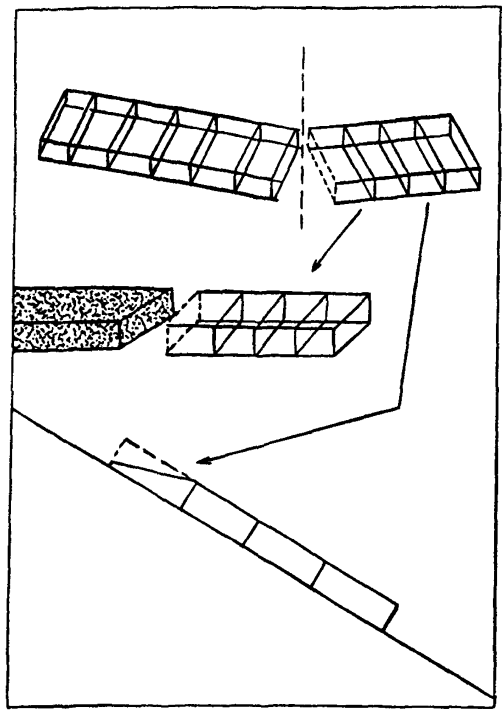


Рис. 6.6

1. Матрас разрезается по диагонали на две треугольные секции, которые соединяются между собой по острым углам (рис. 6.7, а).

2. Более пологие закругления выполняются следующим образом:

развертки целых матрасов укладываются последовательно по проектному закруглению, частично перекрывая друг друга (рис 6.7,б). Часть последующего матраса, перекрывающего предыдущий, отрезается. Это повторяется до тех пор, пока закругление не будет пройдено. Далее обрезанные матрасы собираются по вышеприведенной схеме.

Для сборки и установки матрасов Рено используется следующий инструмент: плоскогубцы с длинными губками и кусачки, металлические стержни для натяжки крышки матраса перед его привязкой, монтировка и деревянные колья.

УСТРОЙСТВО КРИВОЛИНЕЙНЫХ УЧАСТКОВ СООРУЖЕНИЯ ИЗ МАТРАСОВ РЕНО

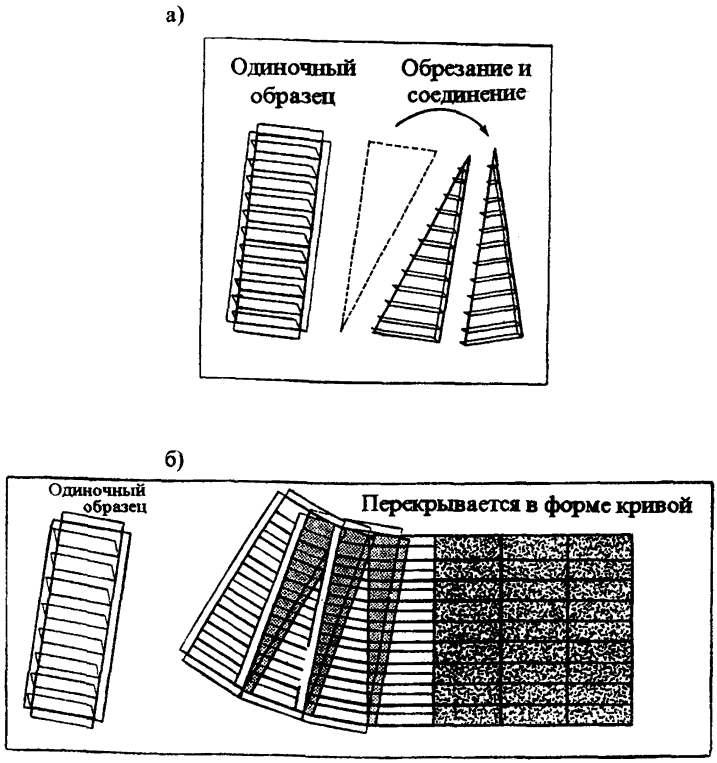


Рис. 6.7

7. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ТЕХНИКИ БЕЗОПАСНОСТИ И ОХРАНЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

Усиление земляного полотна габионными сооружениями должно осуществляться с учетом требований:

Правил технической эксплуатации железных дорог РФ;

Инструкции по обеспечению безопасности движения поездов при производстве путевых работ;

Правил по технике безопасности движения поездов при производстве путевых работ;

СНиП III-43-75, СНиП III-8-76, СНиП III-4-80.

Раздел проекта производства работ, содержащий правила техники безопасности и охраны труда разрабатывается для выбранной технологической схемы и имеющегося набора машин и механизмов. Для учета особенностей работ на конкретном участке земляного полотна составляется местная инструкция по технике безопасности.

По вопросам охраны окружающей среды строительной организацией разрабатывается местная инструкция, исключающая возможность засорения строительной площадки и прилегающей территории.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Временные технические указания по применению габионов для усиления насыпей на скоростной линии Санкт-Петербург-Москва / Департамент пути и сооружений: Утв. 15.03.97г. - М.: Изд. МИИТа, 1997.-65с.

2. Материалы ЗАО "Габионы Маккаферри СНГ".

3. Железные дороги колеи 1520 мм. СТН Ц-01-95 Строительно-технические нормы Министерства Путей Сообщения Российской Федерации. / МПС РФ: Введ. 01.01.96.-М.:Политех-4, 1995.-83с.

4. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1983.-39с.

5. Основы устройства и расчетов железнодорожного пути / Под ред. С.А.Амелина и Т.Г.Яковлевой.-М.:Транспорт, 1990.-367с.

6. Технические указания по усилению и стабилизации насыпей на прочном основании армогрунтовыми поддерживающими сооружениями / Главное управление пути МПС:-М.: Изд. МИИТа, 1991.-101с.

7. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы / Минстрой России,-М.: Минстрой России, 1996.-213с.

8. Пособие к СНиП 2.05.03-84 "Мосты и трубы" по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки (ПМП-91) / Государственная корпорация "Транспорт".- М.: Проектный конструкторско-технологический институт транспортного строительства, 1992.- 411с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Спецификация габионов и матрасов Рено

Таблица П.1.1

Вес и размеры габионов

ГАБИОНЫ													
Тип сетки				10x12				8x10					6x8
Размеры				Вес (кг)									
Длина (м)	Ширина (м)	Высота (м)	Диафрагма (м)	Оцинков.				Оцинков.				Оцинков.+ покрытие ПВХ внут. Ø2,7мм внеш Ø3,7мм	Оцинков.	
				Проволока Ø2,7 мм		Проволока Ø3,0 мм		Проволока Ø2,7 мм		Проволока Ø3,0 мм			Проволока Ø2,7 мм	
				с диафрагмой	без диафрагмы	с диафрагмой	без диафрагмы	с диафрагмой	без диафрагмы	с диафрагмой	без диафрагмы	с диафрагмой	с диафрагмой	без диафрагмы
2	1	0,50	1	10,800	9,600	13,100	12,000	12,400	11,500	15,600	14,600	14,500	14,800	13,300
3	1	0,50	2	15,300	13,500	18,700	16,500	17,500	16,200	21,900	20,200	20,200	21,400	18,700
4	1	0,50	3	19,300	17,100	23,600	20,700	23,200	20,500	28,000	26,000	25,900	-	-
1,5	1	1	-	-	11,400	-	14,000	-	12,800	-	16,500	14,900	-	15,500
2	1	1	1	15,300	13,400	18,600	16,700	17,500	15,500	21,700	19,500	20,000	21,000	18,600
3	1	1	2	21,600	18,000	26,400	22,700	24,200	21,300	30,400	26,800	28,000	30,400	26,000
4	1	1	3	27,200	23,400	34,000	28,400	31,500	27,200	39,000	33,600	36,000	-	-

Вес проволоки для завязки не включается:
расход проволоки составляет от 3% до 5% от общего веса.

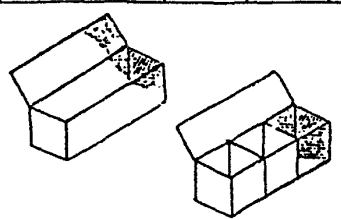
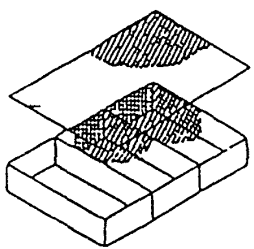


Таблица П.1.2

Вес и размеры габионов "Джамбо"



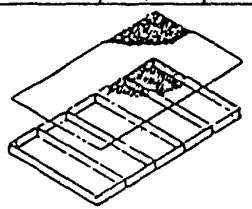
ГАБИОНЫ "ДЖАМБО"								
Тип сетки				10x12		8x10		
Размеры				Вес (кг)				
Длина (м)	Ширина (м)	Высота (м)	Диа-фрагма (м)	Оцинков.		Оцинков.		Оцинков.+ *покрытие* ПВХ внут. ∅2,7 мм внеш ∅3,7 мм
				∅2,7 мм	∅3,7 мм	∅2,7 мм	∅3,7 мм	
3	2	0,50	2	27,500	33,800	32,800	40,200	38,000
4	2	0,50	3	34,800	42,700	41,600	51,300	49,700
5	2	0,50	4	43,100	53,000	50.000	62,300	58,800
6	2	0,50	5	51,400	63,300	59,000	73,200	68,800
3	2	1	2	37,800	46,500	41,200	51,200	47,700
4	2	1	3	47,600	58,500	51,100	65,300	61,000

Вес проволоки для завязки не включается: расход проволоки составляет от 3% до 5% от общего веса.

Таблица П.1.3

Вес и размеры матрасов Рено

МАТРАСЫ РЕНО											
Тип сетки			6x8				5x7				
Размеры			Вес				Размеры			Вес	
Длина (м)	Ширина (м)	Высота (м)	Оцинков.		Оцинков. + покрытие ПВХ		Длина (м)	Ширина (м)	Высота (м)	Оцинков.	
			Проволока ∅ 2,2 мм		внут. ∅ 1,22 мм внещ. ∅ 3,2 мм					Проволока ∅ 2,0 мм	
			кг.	кг/м²	кг.	кг/м²				кг.	кг/м²
3	2	0,17	19,300	3,220	24,700	4,100	3	2	0,15	20,000	3,30
4	2	0,17	25,000	3,130	31,500	3,940	4	2	0,15	26,000	3,250
5	2	0,17	30,600	3,060	37,600	3,760	5	2	0,15	32,000	3,200
6	2	0,17	36,400	3,040	44,500	3,710	6	2	0,15	38,000	3,160
3	2	0,23	21,000	3,500	26,200	4,360	3	2	0,20	21,400	3,560
4	2	0,23	27,200	3,400	33,800	4,220	4	2	0,20	27,800	3,470
5	2	0,23	33,600	3,360	41,000	4,100	5	2	0,20	34,200	3,420
6	2	0,23	39,500	3,290	48,700	4,060	6	2	0,20	40,800	3,400
3	2	0,30	22,800	3,800	28,600	4,760	3	2	0,25	22,700	3,780
4	2	0,30	29,400	3,680	36,600	4,570	4	2	0,25	29,500	3,690
5	2	0,30	36,300	3,630	44,700	4,470	5	2	0,25	36,400	3,640
6	2	0,30	43,000	3,580	53,000	4,420	6	2	0,25	43,400	3,610

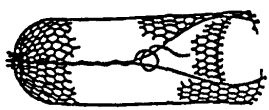


Вес проволоки для завязки не включается:
расход проволоки составляет от 3% до 5% от общего веса.

Таблица П.1.4

Вес и размеры цилиндрических габионов

ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ГАБИОНЫ				
8x10				
Размеры		Объем	Приблизительный вес кг. кажд.	
Длина	Диаметр		Оцинкованные	Оцинкованные и пластифицированные
			Проволока ∅ 3,0 мм	Проволока ∅ внутр. 2,7 мм - ∅ внешн. 3,7 мм
м	м	м³		
2	0,65	0,65	10,000	9,400
3	0,65	1,00	13,500	13,000
2	0,95	1,40	15,700	15,200
3	0,95	2,15	21,000	20,200



ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Спецификация системы Террамеш

Таблица П.2.1

Вес и размеры системы Террамеш

СИСТЕМА ТЕРРАМЕШ			
Тип сетки 8x10 - цинковое и ПВХ покрытие внут. Ø2,70 мм; внут. Ø3,70 мм			
Размеры			
Длина, м	Ширина, м	Высота, м	Вес, кг
4,00	2,00	0,50 - 1,00	24,20 - 29,70
5,00	2,00	0,50 - 1,00	27,20 - 32,70
6,00	2,00	0,50 - 1,00	30,20 - 35,70

Вес проволоки для завязки не включается: расход проволоки составляет от 3% до 5% от общего веса.

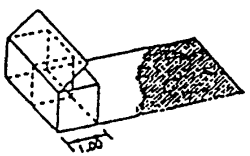
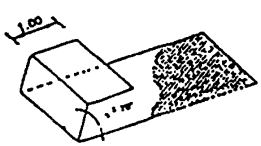


Таблица П.2.2

Вес и размеры системы "зеленый" Террамеш

СИСТЕМА "зеленый" ТЕРРАМЕШ			
Тип сетки 8x10 - цинковое и ПВХ покрытие внут. Ø2,70 мм; внут. Ø3,70 мм			
Размеры			
Длина, м	Ширина, м	Высота, м	Вес, кг
3,00	2,00	0,45	13,5
4,00	2,00	0,45	17,0
5,00	2,00	0,45	20,5
3,00	2,00	0,60	14,0
4,00	2,00	0,60	17,5
5,00	2,00	0,60	21,0

Вес проволоки для завязки не включается: расход проволоки составляет от 3% до 5% от общего веса.



ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Спецификация сеток

Таблица П.3.1

Вес и размеры сеток



СЕТКА ДВОЙНОГО КРУЧЕНИЯ В РУЛОНАХ							
Оцинков.				Оцинков.+ покрытие ПВХ			
Тип сетки	Проволока ∅ мм	Вес (кг/м²)	Высота (м)	Тип сетки	Проволока ∅ мм внут/ внеш	Вес (кг/м²)	Высота рулона сетки (м)
10x12	2,7	1,230	2-3	8x10	2,7/3,7	1,680	2-3
	3,0	1,510	2-3	6x8	2,2/3,2	1,490	2-3
8x10	2,7	1,430	2-3	Сетка поставляется в рулонах от 25 до 100 м длиной			
	3,0	1,780	2-3				
6x8	2,2	1,200	2-3				
	2,7	1,840	2-3				
5x7	2,0	1,240	2-3				

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Пример усиления насыпи гравитационной габионной стеной

П.4.1. Исходные данные для проектирования

Исходными данными для проектирования являются:

1) Инженерно-геологический разрез насыпи (левый откос) на ПК 6265+90 участка Кирсанов-Ртищево Юго-Восточной ж. д.

2) Расчетные характеристики грунтов по инженерно-геологическим элементам (ИГЭ) - таблица П.4.1.

Таблица П.4.1.

Расчетные характеристики грунтов

№	Наименование грунта	Удельный вес γ, кН/м^3	Коэффициент пористости e	Удельное сцепление c, кПа	Угол внутреннего трения φ, град.
1	Щебень известковых пород	21,0	-	-	38
2	Пески средней крупности и мелкие с включениями шлака и гравия	19,5	-	2,0	34
3	Суглинки тяжелые, пылеватые	17,8	0,790	21,5	18
4	Суглинки тяжелые и пылеватые, гумусированные с прослойками ила	18,4	0,910	14,5	15

3) Величина оползневого давления на стену E_n =248,66 кН/м, определенная по формуле (4.6) с учетом досыпки откоса по очертанию, показанному на рис. П.4.1 и найденному в результате расчетов устойчивости откоса.

4) Высота стены H =5,37 м (определена по расчетным отметкам с учетом ее рационального размещения у подошвы откоса (см. рис. П.4.1).

5) Ширина стены в первом приближении принимается равной 4,0 м, исходя из условия возможности прохода по ней механизмов при сооружении.

6) Для устройства стены используются коробчатые габионы высотою 1,0 м и 0,5 м и шириною 1,0 м (см. Приложение 1).

Инженерно-геологический разрез на ПК 6265+90

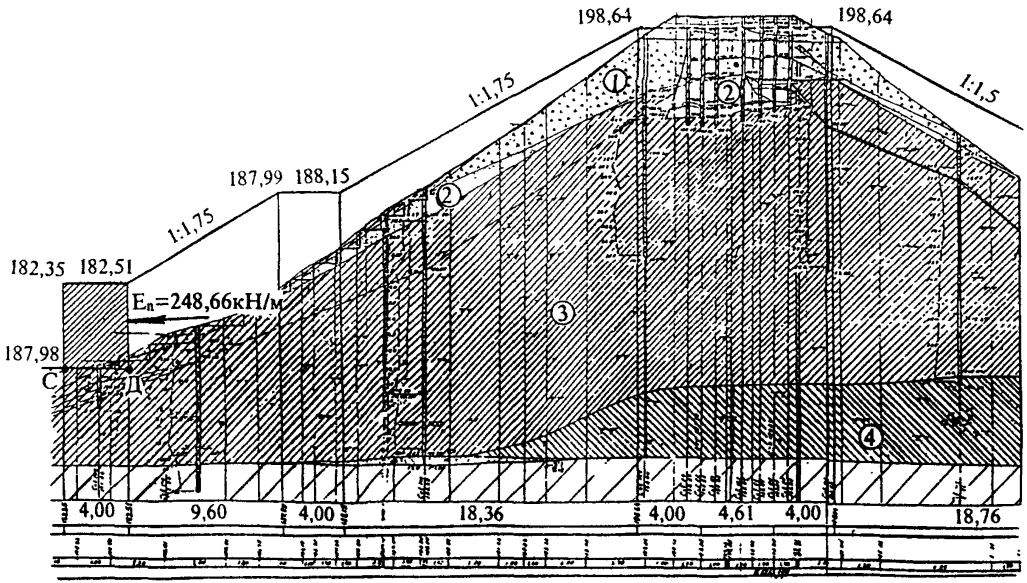


Рис. П.4.1

П.4.2. Проверка устойчивости стены против сдвига и опрокидывания (проверка достаточности принятых размеров)

Устойчивость стены против сдвига по поверхности основания СД (см. рис. П.4.1) обеспечивается при выполнении условий (4.11).

Допустимый коэффициент запаса $|k|$ определяется по формуле (4.7) при γ_n =1,20 (как для линии II категории), γ_{fc} =1,0 (использование метода расчета, удовлетворяющего условиям равновесия). При этих данных $|k|$=1,20.

Расчетная схема к проверке устойчивости стены на сдвиг и опрокидывание приведена на рис. П.4.2.

Схема к проверке габионной стены на сдвиг и опрокидывание

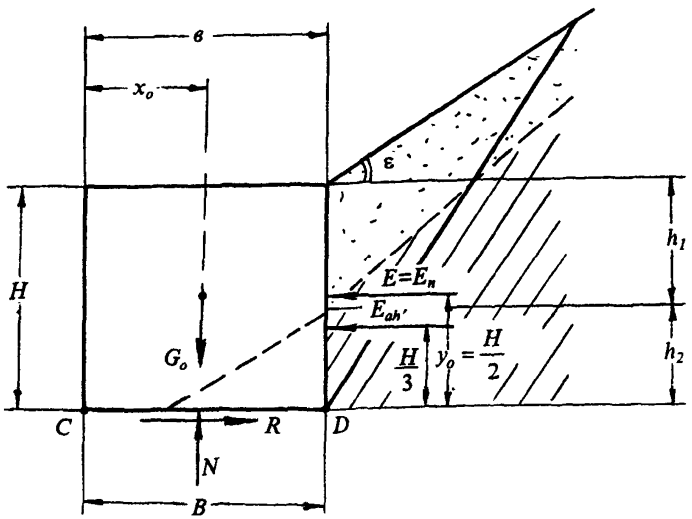


Рис. П.4.2

Найдем равнодействующую удерживающих сил R по формуле (4.13). Для этого примем, что габионная стена будет устанавливаться на щебеночную подготовку толщиной 0,10 м. Тогда $f=\operatorname{tg}\varphi=\operatorname{tg}38°=0{,}781$ (для щебня).

Нормальная реакция основания N равна весу габионной стены G_0, который найдем по формуле (4.20). Площадь сечения стены $\varphi=B\cdot H=4{,}0\cdot 5{,}37=21{,}48$ м^2.

Удельный вес габиона определим по (4.21) при $\gamma_S=26{,}0$ кН/м^3 из $n=0{,}30$ (см. главу 3-ю, рис. 3.4, табл. 3.5); тогда $\gamma_g=26{,}0\cdot(1-0{,}30)=18{,}2$ кН/м^3. Для щебня $c=0$.

Далее найдем равнодействующую сдвигающих сил T по формуле (4.14).

Она равна наибольшей из двух сил: оползневого давления $E_n=248{,}66$ кН/м (см. П.4.1) и максимальной величины горизонтальной составляющей активного давления E_{ah}, которое находится по (4.15).

Для этого примем $\gamma = 20{,}0$ кН/м^3 - удельный вес засыпки и найдем коэффициент активного давления на стену k_a по (4.9) при $\varphi_0 = \varphi = 38°$ и при крутизне откоса перед стеной 1:1,75 ($\varphi - \varepsilon$) = 8,3°. В этом случае $k_a = 0{,}374$.

При этих данных найдем соответственно по формулам (4.8) и (4.15) $E_a = 107{,}8$ кН/м и $E_{ah} = 84{,}90$ кН/м. Значит расчет стены на сдвиг и опрокидывание производится по величине E_n.

Для проверки устойчивости стены против опрокидывания найдем момент удерживающих сил $M_{y\partial}$ по (4.17) и момент опрокидывающих сил M_{on} по (4.12). При этом $x_o = \dfrac{B}{2} = \dfrac{4{,}0}{2} = 2{,}0$ м и плечо

$$y_0 = \frac{H}{2} = \frac{5{,}27}{2} = 2{,}68 \text{ м}.$$

Сводка всех расчетов при проверке устойчивости стены на сдвиг и опрокидывание приведена в таблице П.4.2.

Таблица П.4.2

Результаты расчетов устойчивости стены против сдвига и опрокидывания

№	Показатели	Величины на ПК 6265+90
1	H, м	5,37
2	$b = B$, м	4,00
3	ω, м^2	21,48
4	$N=G_o=\omega\cdot\gamma$, кН/м	390,90
5	$R = N\cdot f$, кН/м	305,30
6	E_a, кН/м	107,80
7	E_{ah}, кН/м	84,90

Продолжение таблицы П.4.2

№	Показатели	Величины на ПК 6265+90
8	E_n, кН/м	248,66
9	$T = E_n$, кН/м	248,66
10	$k = \frac{R}{T}$	1,23
11	$M_{уд} = G_o x_o$, кН·м/м	781,2
12	$M_{оп} = E_n \cdot y_o$, кН·м/м	666,4
13	$k = \frac{M_{уд}}{M_{оп}}$	1,17

Коэффициент устойчивости против опрокидывания несколько меньше допустимого $[k]$ = 1,20. Однако, следует иметь в виду, что габионная стена не является абсолютно жесткой и фактически ее запас устойчивости будет более 17%.

П.4.3. Определение несущей способности основания стены

Несущая способность основания стены проверяется по условию (4.23).

Определим форму эпюры нормальных напряжений. Для этого найдем расстояние d от нижнего края подошвы габионной стены до точки приложения реакции грунта основания по (4.28) $d = \frac{781,2 - 666,4}{390,90} = 0,29$ м и эксцентриситет e (см. рис.4.15, 1)

$$e = 4,0 - \frac{4,0}{2} - 0,29 = 1,71 \text{ м}.$$

Так как $e > \frac{B}{6} = \frac{4,0}{6} = 0,67$ м, то эпюра напряжений имеет треугольную форму (рис. П.4.3) и σ_{max} находится по (4.27) как $\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 390,90}{3 \cdot 0,29} = 898,62$ кПа.

Для определения $[\sigma]$ найдем предварительно q_{lim} по (4.29).

Грунт основания имеет c = 21,5 кПа; φ = 38°; γ = 17,8 кН/м³ (см. табл. П.4.1 и рис. П.4.1). Однако стена будет опираться на слой щебня, поэтому в расчете принимаются его характеристики: c = 0; φ = 38°; γ = 21,0 кН/м³.

Так как $c = 0$, то первый член в формуле (4.29) отсутствует. Глубина заделки стены в грунт $z = 0{,}83$ (см. рис.П.4.1 и П.4.3). Тогда

$q = 17{,}8 \cdot 0{,}83 = 14{,}81$ кПа;

$$N_q = e^{3{,}14 \cdot tg38^\circ} \cdot tg^2\left(45^\circ + \frac{38^\circ}{2}\right) = 48{,}88;$$

$$d_q = 1 + 0{,}35 \cdot \frac{0{,}83}{4{,}0} = 1{,}07;$$

$$i_q = 1 - \frac{248{,}66}{2 \cdot 390{,}90} = 0{,}68;$$

$N_\gamma = 1{,}8\ (48{,}88\text{-}1) \cdot tg38^\circ = 67{,}31;$

$d_\gamma = 1;\ i_\gamma = 0{,}68^2 = 0{,}46;\ \gamma = 21{,}0$ кН/м^3.

Расчетная схема к определению несущей способности грунта основания

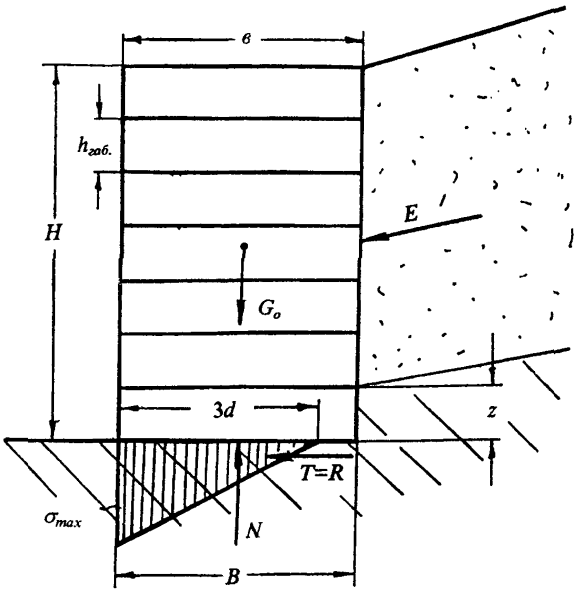


Рис. П.4.3

q_{lim} = 14,81 · 48,48 · 1,07 · 0,68 + 4,0 · 67,31· 1· 0,46 · 21,0 =
= 526,72 + 2600,86 = 3127,58 кПа

$$|\sigma| = \frac{3127,58}{3} = 1042,53 \text{ кПа} > \sigma_{max} = 898,62 \text{ кПа}$$

Следовательно, несущая способность грунта основания обеспечивается.

П.4.4. Проверка внутренней устойчивости стены

Проверим стену на недопустимость сдвига отдельных слоев габионов по поверхности их контакта внутри стены (рис. П.4.4).

Расчетная схема к проверке внутренней устойчивости стены

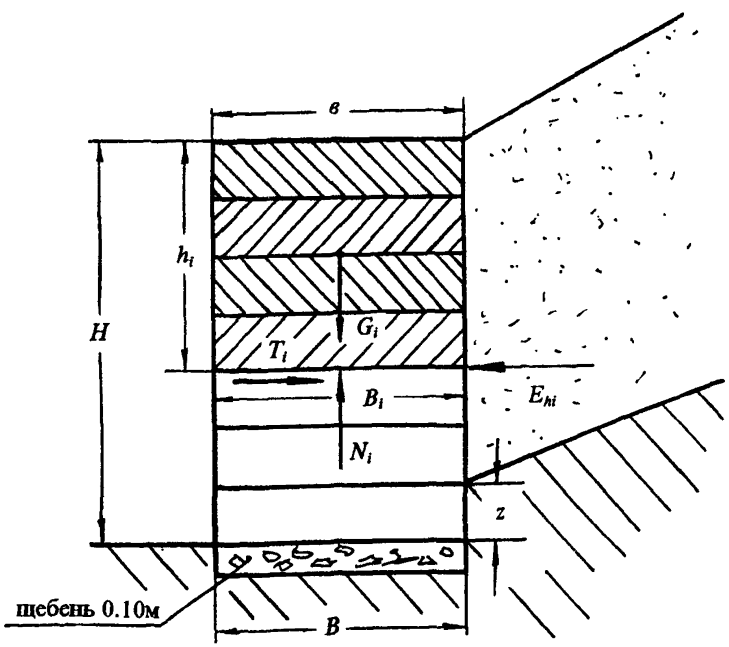


Рис. П.4.4

Так как $E_n > E_{ah}$ (см. П4.3), то расчет ведем на $E_{hi} = E_{n\text{-}i}$, определяемое по (4.42) при E_n = 248,66 кН/м и H=5,5 м (округляем высоту стены до 0,5 м).

Внутренняя устойчивость проверяется по условиям (4,37; 4,38).

Найдем для каждого i - го слоя (считая сверху) значения τ_i и δ_i соответственно по (4,39) и (4,46) при B_i = const = B = 4,0 м.

$N_i = G_i = \sum \omega_{сл\text{-}i} \cdot \gamma_g$, где $\omega_{сл\text{-}i}$ - площадь сечения i - го слоя габиона;

γ_g = 18,2 кН/м^3 (см. П.4.2).

Допускаемые значения $\tau_{доп}$ и $\sigma_{доп}$ находятся соответственно по (4.43) и (4.48). для этого определим

$\varphi^* = 2{,}5 \cdot 18{,}2 - 10 = 35{,}5°$

$c_g = 3 \cdot 10{,}3 - 5 = 25{,}9$ кПа

Здесь $P_н$=10,3 кг/м^3 - масса габионной секции, принятая по данным главы 3-ей при R_P=47,0 кН/м и высоте габиона 1,0 м.

$\sigma_{доп} = 50 \cdot 18{,}2 - 300 = 610$ кПа

Используя полученные исходные данные проведем расчет в табличной форме (таблица П.4.3).

Таблица П.4.3

Результаты проверки внутренней устойчивости стены на ПК 6265+90

№ слоя	h_i, м	$E_{n\text{-}i}$, кН/м	τ_i, кПа	N_i, кН/м	σ_i, кПа	$\tau_{доп}$, кПа	$\sigma_{доп}$, кПа
1	1,0	45,21	11,30	72,8	18,2	38,88	610,0
2	2,0	90,42	22,60	145,6	36,4	51,85	
3	3,0	135,63	33,91	218,4	54,6	64,83	
4	4,0	180,84	45,21	291,2	72,8	77,81	
5	5,0	226,05	56,51	354,0	91,0	90,78	
6	5,5	248,66	62,16	400,4	100,1	97,27	

Как видно из материалов таблицы, внутренняя устойчивость стены во всех слоях обеспечивается, так как везде $\tau_i < \tau_{доп}$ и $\sigma_i < \sigma_{доп}$.

4.5. Описание конструкции габионной стены

При сооружении стены нижний слой габионов имеет высоту 0,5 м, остальные пять слоев - 1,0 м.

Конструктивно отдельный габион представляет собой проволочный остов, заполненный камнем. Используются коробчатые габионы прямоугольной формы (см. Приложение 1), выполненные из металлической оцинкованной сетки, имеющей шестигранные звенья с двойным кручением. Размер габионов с левой стороны насыпи 4,0х2,0х1,0 м и 4,0х2,0х1,0 м.

Проволока, используемая для изготовления габионов имеет предел прочности 380...500 МПа и относительное удлинение менее 12%. Цинковое покрытие проволоки должно иметь плотность в пределах (24...29) · 10^{-4} кПа при ее диаметре от 0,002...0,0039 м. Предел прочности оцинкованной проволоки в зависимости от типа звеньев и ее диаметра должен быть не менее 30...53 кН. Для упрочнения металлической арматуры и облегчения ее укладки по краям сетка усиливается проволокой, имеющей большей диаметр, чем проволока самой сетки.

Для заполнения габионов может быть применен местный камень с удельным весом не менее γ = 17,0 кН/м^3, но желательно иметь γ = 26,0 кН/м^3.

При заполнении габионов более крупные камни укладываются у края сетки, а более мелкие - в середине габиона.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Пример усиления склона стеной системы Террамеш

П.5.1. Исходные данные для проектирования

Исходными данными для проектирования являются:

1) Инженерно-геологический разрез на ПК 5+00 оползневого участка (рис. П.5.1);

2) Расчетные характеристики грунтов по инженерно-геологическим элементам (ИГЭ) - таблица П.5.1.

Таблица П.5.1

Физико-механические свойства грунтов

№№ ИГЭ	Наименование грунта	Удельный вес γ, кН/м^3	Коэффициент пористости e	Удельное сцепление c, кПа	Угол внутреннего трения φ, град
1	Песок мелко и среднезернистый с примесью гравелистого	20,0	0,66	1,0	33,0
2	Суглинок делювиальный	18,5	0,71	40,0	34,0
3	Суглинок основания	17,8	0,84	38,0	22,0

3) Величина расчетного оползневого давления E_n = 623,8 кН/м, определяется по формуле (4.6).

4) Высота стены назначается конструктивно, исходя из рационального размещения ее у подножия оползневого склона (см. рис. П.5.1); H = 9,5 м.

5) Облицовка стены системы Террамеш выполняется из коробчатых габионов, заполненных камнем. В первом приближении принимаются габионы размером 1,0x1,0 м в поперечном сечении (см. Приложение 1).

Лицевая грань стены в виду ее значительной высоты принимается ступенчатой формы с шириною ступени 0,1 м.

6) Армирующими связями являются панели из металлических оцинкованных сеток двойного кручения (см. Приложение 3).

П.5.2. Проверка устойчивости стены против сдвига и опрокидывания (проверка достаточности размера стены)

Примем в первом приближении ширину стены $в$ по верху и B по низу, равной 6,0 м.

Устойчивость стены против сдвига по поверхности основания CD (см. рис. П.5.1) обеспечивается при выполнении условий (4.11).

Схематический инженерно-геологический разрез оползневого участка, на ПК 5+00

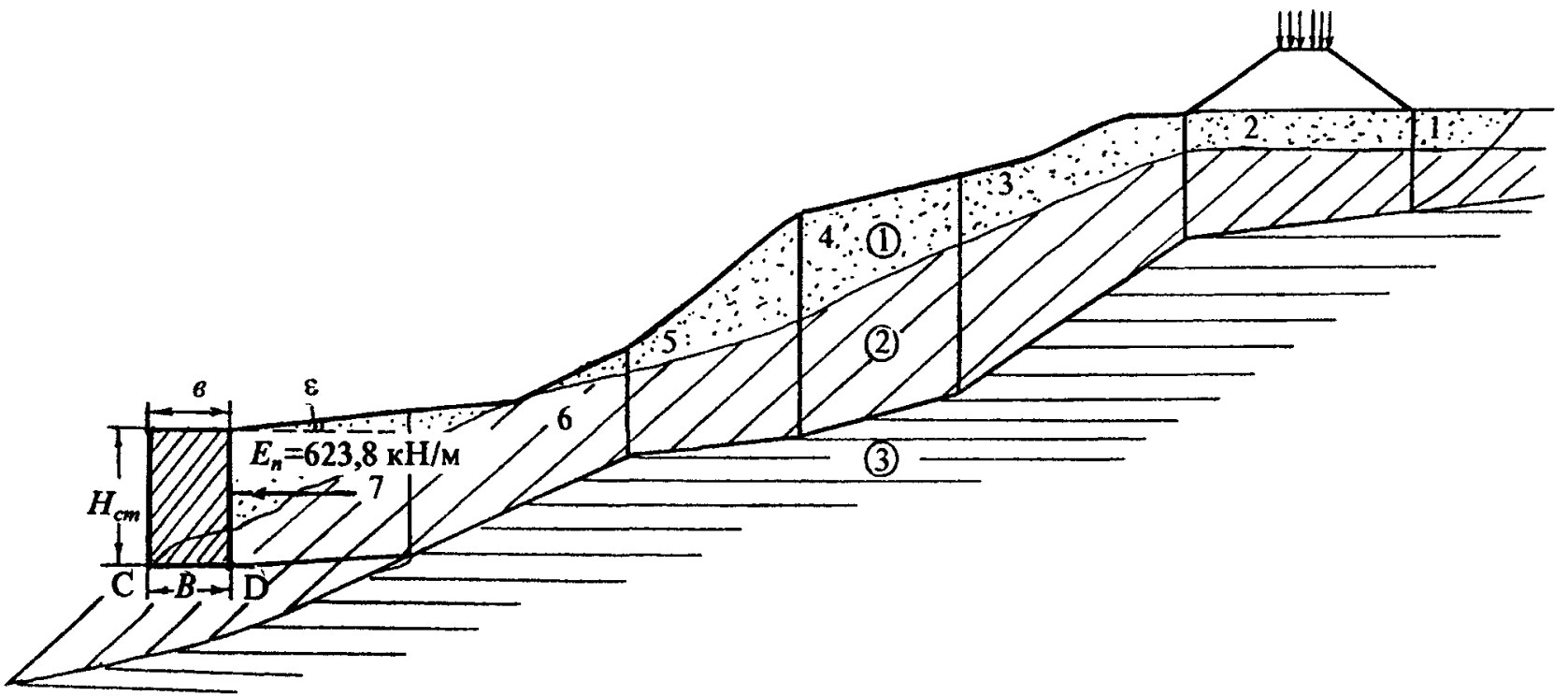


Рис. П5.1

Допустимый коэффициент запаса $|k|$ определяется по формуле (4.7) при γ_n = 1,20 (как для линии II категории), γ_{fc} = 1,0 (основное сочетание нагрузок) и γ_c = 1,0 (использование метода расчета, удовлетворяющего условиям равновесия). При этих данных $|k|$ = 1,20.

Расчетная схема к проверке устойчивости стены на сдвиг и опрокидывание приведена на рис. П.5.2.

Расчетная схема к проверке устойчивоости стены системы Террамеш на ПК 5+00 на сдвиг и опрокидывание

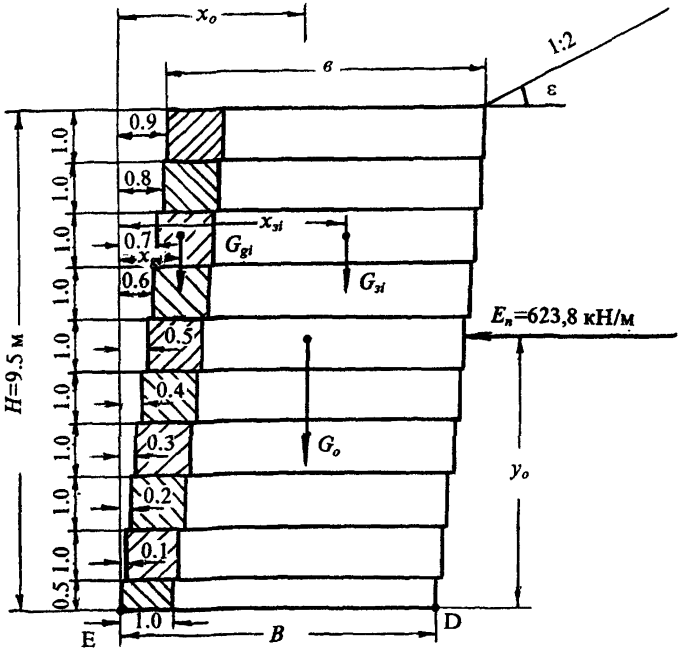


Рис. П.5.2

Для определения равнодействующей удерживающих сил R по формуле (4.13) найдем нормальную реакцию основания $N = G_0$ по формуле (4.18), для чего определена общая площадь поперечного сечения всех габионов ω_g и засыпки с арматурными панелями $\omega_з$.

Равнодействующая сдвигающих сил T равна силе оползневого давления E_n - формула (4.6). Коэффициент устойчивости против сдвига находится по (4.12).

Все эти величины для 1 п.м. стены вычислены при следующих исходных данных:

- размеры габиона в отдельном i-ом слое стены 1,0x1,0 м; ω_{gi} = 1,0x1,0=1 м^2; нижний слой имеет размеры 0,5x1,0 м; ω_{gi} = 0,5 м^2; ω_g = 1,0x9 + 0,5x1 = 9,5 м^2;

- сечение засыпки стены

$\omega_3 = (B - 1,0)\cdot H = (6,0 - 1,0)\cdot 9,5 = 47,5$ м^2;

- удельный вес габиона γ_g определен по формуле (4.21) при удельном весе материала заполнения габиона γ_3 = 26,0 кН/м^3 (см. таблицу 3.5) и его пористости n = 0,30 (см. рис. 3.4); γ_g = 26,0· (1-0,30)= 18,2 кН/м^3;

- удельный вес засыпки (крупнозернистого песка) γ_3 =20,0 кН/м^3;

- коэффициент трения f = tgφ = tg38° = 0,781, принят как для щебня, учитывая, что стена будет сооружаться на щебеночной подготовке толщиной 0,10 м;

- удельное сцепление в щебне c = 0;

- оползневое давление E_n = 623,8 кН/м (см. П.5.1). Так как для оползневого склона оно заведомо больше горизонтальной составляющей активного давления от грунта на стену E_a, то расчет производится на воздействие E_n.

Результаты расчета при приведенных исходных данных представлены в таблице П.5.2.

Таблица П.5.2

Результаты проверки устойчивости стены на сдвиг

№	Показатели	Расчетные величины
1	H, м	9,50
2	$b = B$, м	6,00
3	ω_g, м^2	9,50
4	ω_3, м^2	47,50
5	$N = G_0 = \omega_g\cdot\gamma_g + \omega_3\cdot\gamma_3$, кН/м	1122,90
6	$R = N\cdot f + c\cdot B$, кН/м	876,98
7	E_n, кН/м	623,80
8	$T = E_n$, кН/м	623,80
9	$k = \dfrac{R}{T}$	1,40

Для расчета коэффициента устойчивости против опрокидывания найдем x_0 по формуле (4.50), имея в виду, что лицевая грань стены имеет ступенчатую форму с шириной ступени 0,10 м (см. рис. П.5.2), а также плечо y_0 равнодействующей сил всех горизонтальных нагрузок E_n;

$$y_0 = \frac{H}{2}.$$

При этих данных найдены моменты удерживающих сил $M_{yд}$ и опрокидывающих сил M_{on} относительно точки C.

Результаты расчета приведены в таблице П.5.3.

Таблица П.5.3

Результаты проверки устойчивости стены на опрокидывание

№	Показатели	Расчетные величины
1	H, м	9,50
2	$b = B$, м	6,00
3	x_0, м^2	3,09
4	$M_{yд} = G_0 x_0$, кН·м/м	3463,76
5	$y_0 = \frac{H}{2}$, м	4,75
6	$M_{on} = E_n \cdot y_0$, кН·м/м	2963,05
7	$k = \frac{M_{yд}}{M_{on}}$	1,17

Как видно из материалов таблицы П.5.2 устойчивость против сдвига обеспечивается с достаточным запасом. Коэффициент устойчивости против опрокидывания (см. табл. П.5.3) немного меньше нормы ($|k|=1,20$), однако учитывая, что засыпка стены сооружается не из жесткого материала, можно допустить запас в 17% вместо 20% и считать достаточной ее ширину $b = B = 6,0$ м.

П.5.3. Проверка несущей способности основания стены

Устойчивость основания стен системы Террамеш по несущей способности обеспечивается при выполнении условия (4.23):

Расчетная схема аналогична схеме для проверки внутренней устойчивости стены и приведена на рис. П.5.3.

Найдем σ_v и $|\sigma|$ по формулам (4.52) и (4.24) при следующих данных:

$b = B = 6,0$ м; $H = 9,5$ м;

$E = E_n = 623,80$ кН/м; $z = 3,2$ м (мощность делювиального суглинка за стеной - см. рис. П.5.1);

γ = 18,5 кН/м^3; c = 40,0 кПа; φ = 34 град.;

$N = G_0$ = 1122,9 кН/м (см. табл. П.5.2);

M_{yo} =3463,76 кН·м/м; M_{on} =2963,05 кН·м/м (см. табл. П.5.3);

$T = E_n$ =623,80 кН/м.

Определяем эксцентриситет e по (4.53)

$$e = \frac{6,0}{2} - \frac{3463,76 - 2963,05}{1122,9} = 2,56 \text{ м}$$

Найдем σ_v по (4.52)

$$\sigma_v = \frac{1122,9}{(6,0 - 2 \cdot 2,56)} = 1276,02 \text{ кПа}$$

Определяем q_{lim} по (4.29), для чего найдем N_q по (4.32)

$$N_q = e^{3,14 \cdot tg34^\circ} \cdot tg^2(45^\circ + 34^\circ/2) = 29,45;$$

Затем N_c по (4.31) как

$$N_c = \frac{29,45 - 1}{0,674} = 42,21 ;$$

Затем N_γ по (4.33) как

N_γ = 1,8 (29,45 - 1,0) · 0,674 = 34,52;

$d_c = d_q$ = 1+ 0,35·3,2 / 6,0 = 1,19 - по (4.36);

q = 18,5·3,2 = 59,2 кПа - по (4.30);

i_q = 1 - 623,80/(2·1122,9) = 0,72 - по (4.34);

d_γ = 1; $i_\gamma = 0,72^2$ = 0,52 - по (4,34);

Тогда

q_{lim} = 40,0 · 42,21 · 1,19 + 59,2·29,45·1,19·0,72 + 6,00·34,52·1,0·0,52·18,5 = 5495,47 кПа

По (4.24) $$|\sigma| = \frac{5495 \cdot 47}{3} = 1831{,}82 \text{ кПа}$$

Условие (4.23) выполняется ($\sigma_v < |\sigma|$), несущая способность основания достаточна.

Расчетная схема к проверке внутренней устойчивости стены на ПК 5+00

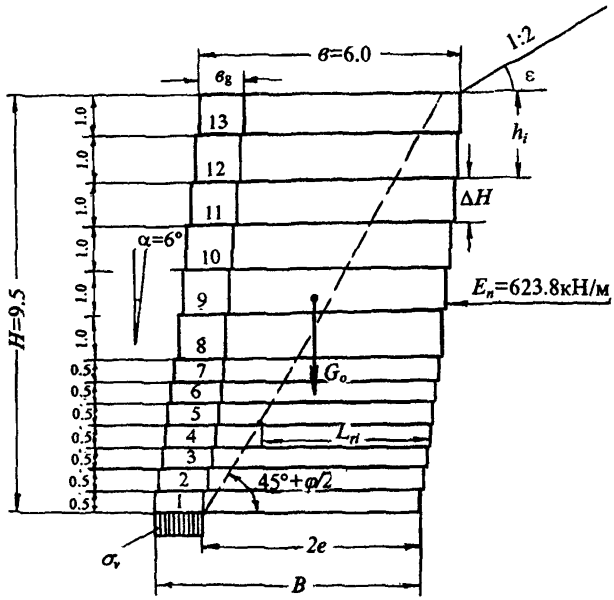


Рис. П.5.3

П.5.4. Проверка внутренней устойчивости стены

Проверка внутренней устойчивости стены производится для обоснования принимаемых длин сеток и шага армирования.

Прочность сетки характеризуется коэффициентом запаса на разрыв k_p, определяемым по формуле (4.58). Допускаемая прочность сетки на разрыв для сетки типа 8,0x10,0 см из проволоки ∅ 2,7 мм равна $|R_p| = 47{,}0$ кН/м.

Растягивающие усилия, действующие на армирующие элементы сетки в каждом i-м слое определяются по формуле (4.57), в которой вертикальное давление σ_{vi} находится по формуле (4.56) при γ=20,0 кН/м^3 и h_i в соответствии со схемой рис. П.5.3 в зависимости от высоты габиона ΔH и размещения габионов разной толщины в стене.

Коэффициент активного давления на стену k_a находится по формуле (4.58). При $\varphi_0 = \varphi = 38°$ для крупнозернистого песка засыпки за стеной и ε=27° (см. рис.П.5.1) k_a = 0,344.

Коэффициент запаса на выдергивание сетки k_s определяется по (4.60), в которой предельное анкерное усилие сетки при длине заделки L_{ri} находится по (4.55). При этом коэффициент выдергивания сетки из грунта для сетки из стальной проволоки двойного кручения c_j =0,91.

На каждом горизонте укладки сеток должны быть выполнены условия (4.62, 4.63), т.е. $k_p \geq |k|$

$k_s \geq |k|$

При приведенных исходных данных и устройстве сетки в соответствии с рис. П.5.2, т.е. при нижнем слое с ΔH=0,5 м и всех остальных с ΔH=1,0 м, ширине габиона b_g =1,0 м и a=6° (ширина ступени 0,10 м) найдем σ_{vi} по (4.56), T_i по (4.57), L_{ri} по (4.55), $|T|$ по (4.61), k_P по (4.58), k_s по (4.60).

Результаты расчетов внутренней устойчивости стены системы Террамеш приведены в таблице П.5.4.

Таблица П.5.4

Результаты расчета внутренней устойчивости стены системы Террамеш

№ слоя	h_i, м	ΔH, м	σ_{vi}, кПа	T, кН/м	L_{ri}, м	$\lvert T \rvert$, кН/м	k_p	k_s
1	9,5	0,5	190,0	32,68	5,00	864,50	1,44	26,45
2	9,0	1,0	180,0	61,92	4,81	787,88	0,76	12,72
3	8,0	1,0	160,0	55,04	4,43	645,01	0,80	11,72
4	7,0	1,0	140,0	48,16	4,04	514,70	0,98	10,69
5	6,0	1,0	120,0	41,28	3,66	399,67	1,17	9,68
6	5,0	1,0	100,0	34,40	3,28	298,48	1,37	8,68
7	4,0	1,0	80,0	27,52	2,89	210,39	1,71	7,64
8	3,0	1,0	60,0	20,64	2,50	136,50	2,28	6,81
9	2,0	1,0	40,0	13,76	2,13	77,53	3,42	5,63
10	1,0	1,0	20,0	6,88	1,74	31,67	6,83	4,60

Как видно из материалов таблицы П.5.4 в нижних рядах стены внутренняя устойчивость ее не обеспечивается по прочности сетки, величина k_P даже менее единицы.

Наиболее простым решением является укладка дополнительных рядов сеток, т.е. принятие в нижних рядах ΔH=0,5 м. Результаты перерасчета представлены в таблице П.5.5.

Таблица П.5.5

Результаты дополнительного расчета внутренней устойчивости стены системы Террамеш

№ слоя	h_i, м	ΔH, м	σ_{vi}, кПа	T, кН/м	L_{ri}, м	$\lvert T \rvert$, кН/м	k_p	k_e
1	9,5	0,5	190,0	32,68	5,00	864,50	1,44	26,45
2	9,0	0,5	180,0	30,96	4,81	787,88	1,52	25,45
3	8,5	0,5	170,0	29,24	4,62	714,71	1,61	24,44
4	8,0	0,5	160,0	27,52	4,43	645,01	1,71	23,44
5	7,5	0,5	150,0	25,80	4,24	578,76	1,82	22,43
6	7,0	0,5	140,0	24,08	4,04	514,70	1,95	21,37
7	6,5	0,5	130,0	22,36	3,85	455,46	2,10	20,37
8	6,0	0,5	120,0	44,88	3,66	399,67	1,05	8,90
9	5,0	1,0	100,0	34,40	3,28	298,48	1,37	8,68
10	4,0	1,0	80,0	27,52	2,89	210,39	1,71	7,64
11	3,0	1,0	60,0	20,64	2,50	136,50	2,28	6,61
12	2,0	1,0	40,0	13,76	2,13	77,53	3,42	5,63
13	1,0	1,0	20,0	6,82	1,74	31,67	6,89	4,64

Желательно иметь $\lvert k \rvert$=1,50. Расчет показал, что в 1-м, 8-м и 9-м рядах это условие не выполняется. Однако, опасение вызывает только 8-ой слой. В этом случае в нем можно уложить сетку из проволоки большего диаметра.

П.5.5. Описание конструкции стены системы Террамеш

Стена возводится с использованием типовых коробчатых габионов с диафрагмой размерами 2,0 х 1,0 х 0,5 м и 2,0 х 1,0 х 1,0 м, выполненных звеньями шестигранной формы 8,0 х 10,0 см из оцинкованной проволоки ∅ 2,7 мм и прикрепленных к ним элементам армирования (Террамеш) в виде имеющих аналогичные размеры проволочных оцинкованных сеток шириной 2,0 м и длиной 5,0 м.

В 8-м ряду стены армирующая панель выполняется из проволоки ∅ 3,0 мм (см. Приложение 3).

Для заполнения габионов рекомендуется использовать карьерный камень размером в 1,5-2,0 раза превышающим размер звена сетки, а в качестве засыпки - дренирующий грунт (крупный или среднезернистый песок).

Для предотвращения вымывания песка с тыльной стороны габионов следует уложить геотекстиль, играющий роль обратного филь-

тра. Используются полотнища геотекстиля размером не менее 2,0х0,7м и 2,0х1,2 м для габионов высотой 0,5 м и 1,0 м соответственно.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Пример проектирования берегоукрепления структурой из матрасов Рено

П.6.1. Исходные данные для проектирования

Запроектируем защиту от размыва откоса и основания насыпи в соответствии со схемой, показанной на рис.5.3.

Высота насыпи H_H = 16,4 м; d_f = 6,8 м; v_o = 3,0 м/с; уклон основания i=0,05.

Определим расчетную высоту волны $h_{1\%}$.

Береговая линия акватории плавная. L =2700 м, v_ω=20,0 м/с.

Найдем в соответствии с указаниями 5.3.1 безразмерную величину

$$\frac{gL}{v_\omega^2} = \frac{9{,}81 \cdot 2700}{20{,}0^2} = 66{,}22$$

На графике рис.5.12 ей соответствуют безразмерные величины $\alpha = \frac{g\overline{h}_d}{v_\omega^2} = 0{,}014$ и $\beta = \frac{g\overline{T}}{v_\omega} = 1{,}40$. Отсюда определяем для глубоководной зоны

$$\overline{h}_d = \frac{0{,}014 \cdot 20{,}0^2}{9{,}81} = 0{,}57 \text{ м},$$

$$\overline{T} = \frac{1{,}40 \cdot 20{,}0}{9{,}81} = 2{,}85 \text{ с}.$$

При известном $\overline{T}$ найдем по формуле (5.1) длину волны в глубоководной зоне

$$\overline{\lambda}_d = \frac{9{,}81 \cdot 2{,}85^2}{2 \cdot 3{,}14} = 12{,}69 \text{ м}.$$

Так как $d_f > \frac{\overline{\lambda}_d}{2}$, то расчетной является глубоководная зона.

Расчетную высоту волны в ней $h_{1\%}$ определим по формуле (5.4) при коэффициенте приведения высоты волны к высоте 1% обеспеченности K_i = 2,08 (найдем по графику рис. 5.13 при i=1% и $\frac{gL}{v_\omega^2} = 66{,}22$)

$$h_{1\%} = 0{,}57 \cdot 2{,}08 = 1{,}19 \text{ м}.$$

П.6.2. Расчет требуемой толщины (высоты) габиона или матраса Рено

Так как крутизна защищаемого откоса равна 1 : 2, т.е. $1 : m \geq 1 : 3{,}5$, то найдем t по формуле (5.6).

Для этого примем плотность камня в соответствии с таблицей 3.5 ρ_m=2,6 т/м^3 и пористость габиона n=0,35. Тогда

$$t = \frac{1{,}19}{3 \cdot (1 - 0{,}35) \cdot (2{,}6 - 1) \cdot 2} = 0{,}19 \text{ м}$$

Принимаем в соответствии со спецификацией габионов (Приложение 1) толщину тонкого габиона $t_г$=0,50 м и матраса $t_м$=0,23 м.

П.6.3. Расчет требуемой массы и размеров камня

При $h_{1\%}$ =1,19 м по графику рис.5.15 требуется камень массой $m_к$ = 7,0 кг, ей соответствует при ρ_m=2,6 т/м^3 расчетный размер камня d_k, определяемый по формуле (5.9)

$$d_k = 1{,}2408 \cdot \sqrt[3]{\frac{0{,}007}{2{,}6}} = 0{,}17 \text{ м}.$$

Проверим, достаточен ли данный размер камня для обеспечения его устойчивости против воздействия вдоль берегового течения воды со скоростью v_o. Для этого найдем расчетное значение d_k по формуле (5.10)

$$d_{k\cdot} = \frac{0{,}5 \cdot 3{,}0^2}{1{,}15 \cdot 2 \cdot 9{,}81 \cdot \left(\frac{25{,}51 - 10{,}00}{10}\right) \cdot 0{,}894} = 0{,}14 \text{ м}$$

Таким образом, для заполнения габионов и матрасов необходим камень расчетным размером d_k = d_{50} = 0,17 м.

Проверим достаточность крупности камня по условию его не вываливания через ячейку сетки.

Примем сетку (см. Приложение 3) размером 0,08х0,10 м. Тогда по формуле (5.11) минимальный размер камня составит $d_{k\text{-}min} \geq D$= 0,08 м, максимальный $d_{k\text{-}max} \geq 2D$= 0,08 · 2 = 0,16 м.

П.6.4. Проверка на деформацию габионной структуры

Определим действующие касательные напряжения по формулам (5.12) и (5.13):

- для габионов, лежащих на основании

$$\tau_e = 10{,}0 \cdot 6{,}8 \cdot 0{,}05 = 3{,}4 \text{ кПа},$$

- для габионов и матрасов, лежащих на откосе

$$\tau_m = 0{,}75 \cdot 10{,}0 \cdot 6{,}8 \cdot 0{,}05 = 25{,}5 \text{ кПа}.$$

Найдем критические касательные напряжения по формулам (5.14) и (5.15):

- для габионов, лежащих на основании

$$\tau_c = 0{,}1 \cdot (25{,}51 - 10{,}00) \cdot 0{,}17 = 0{,}26 \text{ кПа},$$

- для габионов и матрасов, лежащих на откосе

$$\tau_s = 0{,}26 \cdot \sqrt{1 - \frac{0{,}213}{0{,}430}} = 0{,}18 \text{ кПа}.$$

В данном случае

1,2 · 3,4 = 4,08 > 0,26 кПа и 1,2 · 25,5 = 30,6 > 0,18 кПа. Поэтому сделаем проверку на допустимую деформацию. Для этого найдем параметр C_* по формулам (5.16) и (5.17):

- для основания $$C_* = \frac{(3{,}4 - 0{,}26)}{(25{,}51 - 10)} \cdot 0{,}17 = 0{,}034,$$

- для откоса $$C_* = \frac{(25{,}5 - 0{,}18)}{(25{,}51 - 10)} \cdot 0{,}17 = 0{,}28,$$

Найдем отношение $\frac{\Delta z}{d_{50}}$ по графику рис.5.16

- для основания $$\frac{\Delta z}{d_{50}} = 1{,}31,$$

- для откоса $$\frac{\Delta z}{d_{50}} = 1{,}70.$$

Выполним проверку на допустимость деформации по формуле (5.18):

- для основания (габион при t=0,50 м)

$$1{,}31 \le 2 \cdot \left(\frac{0{,}50}{0{,}17} - 1\right) = 3{,}88,$$

- для откоса (матрасы при t=0,23 м)

$$1{,}70 \le 2 \cdot \left(\frac{0{,}23}{0{,}17} - 1\right) = 3{,}53.$$

Так как для откоса условие не выполняется, то принимается решение об укреплении откоса и основания только габионами толщиной 0,50 м.

П.6.5. Проверка скорости фильтрации

Под слоем габионов на границе габион - грунт найдем v_* по формуле (5.19), приняв, что габионы будут устанавливаться прямо на глинистый грунт (n_f= 0,033)

- для основания $v_в = \frac{1}{0{,}033}\left(\frac{0{,}17}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0{,}005^{\frac{1}{2}} = 1{,}31$ м/ч,

- для откоса $v_в = \frac{1}{0{,}033}\left(\frac{0{,}17}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0{,}05^{\frac{1}{2}} = 4{,}07$ м/ч.

Допускаемые значения скоростей найдем для связного грунта по диаграмме рис. 5.17 в зависимости от его пористости $n_{гр} = 0{,}50$; для суглинка $v_l = 1{,}25$ м/ч.

Должно быть $v_в \le (2...4)\ v_l = (2{,}50...5{,}00)$ м/ч

Размыва под габионами не будет.

© ПТКБ ЦП МПС
ЛР № 021203 от 24 марта 1997 г.
Формат 60x84 1/16 Усл. печ. л. 8,23
Тираж 560 экз., заказ 738

Печать ПТКБ ЦП МПС
ПЛД № 53-295 от 26 сентября 1997 г.
125299, Москва, ул. Космонавта Волкова, 6

gost.e-ecolog.ru