МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
РСФСР
РОСТОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

Я. С. Файн

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОТИВОЛАВИННЫХ ГАЛЕРЕЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Ростов-на-Дону
1979

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
РСФСР

РОСТОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ

Я. С. ФАЙН

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОТИВОЛАВИННЫХ ГАЛЕРЕЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Учебное пособие

Ростов-на-Дону
Редакционно-издательский отдел РИСИ
1979

УДК 625.I64.72.04

Файн Я.С. Проектирование и расчет противолавинных галерей на автомобильных дорогах. Учебное пособие. Ростов-на-Дону, Рост. инж.-строит. ин-т, I979, II4 с. с ил.

В книге даны сведения о лавинах, освещаются вопросы размещения автономных галерей и комплексов противолавинных сооружений, подробно изложены вопросы проектирования сборных и сборно-монолитных галерей и расчеты их элементов с учетом сейсмических воздействий.

В книге учтены согласованные с Госстроем СССР нормы снеголавинных нагрузок, рекомендации ЦНИИСа Минтрансстроя СССР по проектированию галерей и приведен ряд новых конструкций сборных и сборно-монолитных галерей.

Книга предназначена в качестве учебного пособия студентам инженерно-строительных, автомобильно-дорожных и политехнических институтов специальностей "Автомобильные дороги", "Промышленный транспорт" и "Мосты и тоннели", а также может быть полезна инженерам-проектировщикам.
Темплан I979 г., поз.IOIO.

Отв.редактор
канд.техн.наук
Н.И.Бурминский

(С) Ростовский инженерно-строительный институт, I979.

§ I. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЛАВИНАХ

Лавины широко распространены во всех крупных горных районах СССР.

Снежные массы, накапливающиеся на склонах гор, под действием составляющей силы тяжести стремятся сдвинуться вниз по склону. Сдвигу препятствуют силы статического трения и силы сцепления снежного пласта в его основании и на его границах (в продольных и поперечном сечениях, нормальных к поверхности снежного покрова).

С увеличением толщины снежного пласта сила сдвига может превысить сумму сил сцепления и трения, вследствие чего снежная масса соскальзывает или осыпается со склона. Такая движущаяся снежная масса называется снежной лавиной или просто лавиной.

Причиной возникновения лавин может быть также ослабление структурных связей в снежном покрове, вызываемое таянием частиц льда в контактных зонах или в припочвенном слое под действием проникающей солнечной радиации, фильтрацией поверхностных вод в основании снежного пласта и другими факторами.

Генетическая классификация лавин (по В.Н.Аккуратову) приведена в табл. I [I] .

По факторам лавинообразования и особенностям лавинного режима все районы СССР подразделяются на 6 типов (рис.I)[2,3]

Таблица 1

Генетическая классификация лавин

(по В.Н. Аккуратову)

Классы лавин	Типы лавин	Причина возникновения лавин	Характер движения лавин
1	2	3	4
Сухие	1. Свеже-выпавшего снега	Составляющая сила давления снега, направленная вниз по склону, превышает сумму сил сцепления слоя с подстилающей поверхностью сил статического трения и сил сцепления в сечении слоя, нормальном к поверхности снежного покрова и проходящем по линии наибольшего растягивающего напряжения	Лавины представляют собой снежное облако, движущееся вниз с огромной скоростью
Сухие	2. Метелевого снега	Это условие возникает при большей скорости приращения первой сравнительно с суммой приращения трех последних сил	Беспорядочное движение вниз по склону снежных глыб, плит и комьев различных размеров
Сухие	3. Сублимационного диафтореза	Ослабление связей в снежном покрове, вызываемое процессом сублимационного диафтореза	Характер движения может быть как в первом или втором типе
Сухие	4. Температурного сокращения снега	Уменьшение объема снежной толщи, вызываемое понижением ее температуры	Один из возможных вариантов, рассмотренных в первых трех типах
Сухие	5. Инсоляционные	Ослабление связей в результате таяния частиц льда в контактных зонах или в припочвенном слое, вызываемое проникающей солнечной радиацией	Лавины носят характер движения вязкой массы

I	2	3	4
Мокрые	6. Адвекционные	Ослабление связей в результате размыва водой, поступающей с поверхности снега путем фильтрации и в результате других процессов	
Мокрые	7. Промежуточные	Ослабление связей в результате совместного воздействия на снежный покров солнечной радиации и адвективных масс воздуха	

Лавины из свежевыпавшего снега сходят при обильных снегопадах, когда быстро возрастает высота снежного покрова и новый снег, ложась на поверхность старого, не удерживается и соскальзывает. Метелевые лавины возникают во время сильных метелей и сходят по поверхности старого снега.

Лавины сублимационного диафтореза возникают при больших температурных градиентах внутри снежной толщи, имеющей большую пористость и воздухопроницаемость. В этих условиях возникают мощные (0,5 м и более) горизонты глубинной изморози, по которым низвергаются лавины [3].

Инсоляционные лавины возникают под влиянием нагрева солнечными лучами рыхлой толщи снега, лежащего на ветровом насте или на ледяной корке. Их таяние приводит к появлению слоя водной смазки, создающей лавину.

Адвективные лавины возникают при адвекции теплого и влажного воздуха, когда происходит интенсивное таяние снежного покрова вне зависимости от экспозиции склона.

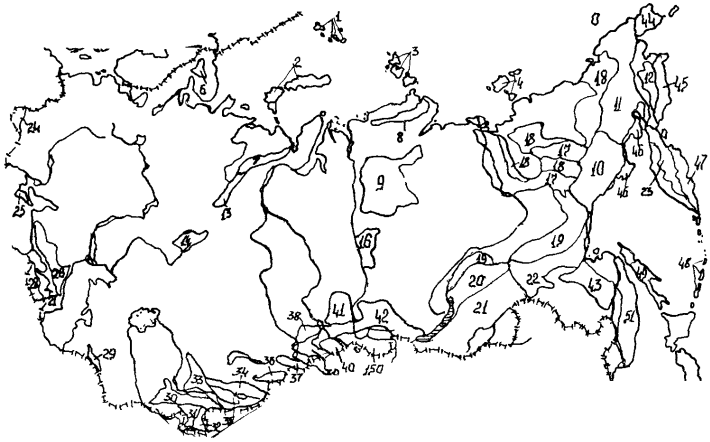


Рис. 1. Районирование СССР по факторам лавинообразования и особенностям лавинного режима

Типы районов: I-районы 1-5; II-районы 6-12; III-районы 13-23; IУ-районы 24-43; У-районы 44-51; У1-все остальные районы СССР

Границы лавиноопасных районов с указанием степени лавиноопасности, которые должны учитываться при размещении всех видов противоотвальных сооружений, показаны на карте лавиноопасных районов СССР /приложение I к [I] /.

Карта составлена учреждениями Главгидрометслужбы СССР и географическим факультетом Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова.

На карте выделены следующие районы:

- лавиноопасные со значительной опасностью /лавины встречаются часто, сходят ежегодно/;
- лавиноопасные со средней опасностью /сеть лавин разрежена, лавины сходят не ежегодно/;
- лавиноопасные со слабой опасностью/ лавины встречаются в отдельных местах, сходят в многоснежные годы /;
- потенциально лавиноопасные /в настоящее время безопасные, но могут стать лавиноопасными при вырубке лесов, выемке грунта на склонах и т.п./;
- нелавиноопасные.

Сход лавин наблюдался при толщине слоя снега более 30 см и крутизне склонов от 15 до 60° [I,3,5,6] .

Размеры лавин могут быть самыми различными: от небольшого снежного оползня до катастрофических снежных обвалов, проходящих путь в несколько километров.

Обычно лавины движутся со скоростью от I-2 до 10-20 м/ с, но достигают и 80-100 м/с.

По характеру движения в зависимости от морфологии подстилающей поверхности /склона/ различают три типа

лавин /табл.2 и рис. 2/:

1/осовы /О/ ; 2/лотковые лавины /ЛЛ/;

3 /прыгающие лавины /ПЛ/:

Осов представляет собой снежный оползень толщиной 30-40 см, не имеет строго фиксированного пути схода русла /канала стока/ и сходит по всей ширине охваченного им участка ровного склона /обычно травянистого/. После прохода осова у подошвы косогора на сотни метров образуется снежный вал. Надежной защитой от осовов служат навесы и щиты.

Лотковая лавина сходит по фиксированным лавинным лоткам - логам /рытвинам, бороздам/. Склоны лотков

Таблица 2

Классификация лавин
(по Г.К.Тушинскому) [1]

Морфология		Состояние и типы снега		
снегосбора (снегосборного бассейна)	пути схода лавин	сухой (С) метелевый снег и снежные доски	влажный (В) свежевыпавший и старый снег	мокрый (М) свежевыпавший и старый снег
Ровный склон	Ровный склон	О-С	О-В	О-М
Эрозионный врез (1)	Лоток или лог	ЛЛ-1-С	ЛЛ-1-В	ЛЛ-1-М
То же	Участок отвесных стен	ПЛ-1-С	ПЛ-1-В	ПЛ-1-М
Денудационная воронка (2)	Лоток или лог	ЛЛ-2-С	ЛЛ-2-В	ЛЛ-2-М
То же	Участок отвесных стен	ПЛ-2-С	ПЛ-2-В	ПЛ-2-М
Деформированный кар (3)	Лоток или лог	ЛЛ-3-С	ЛЛ-3-В	ЛЛ-3-М
То же	Участок отвесных стен	ПЛ-3-С	ПЛ-3-В	ПЛ-3-М

Примечание. О-осов; ЛЛ-лотковая лавина; ПЛ-прыгающая лавина.
Пример обозначения: лотковая мокрая лавина из деформированного кара - ЛЛ-3-М.

имеют следы лавинной шлифовки, обычно лишены растительности. В поперечном сечении лотки часто имеют корытообразную форму.

К лавинному лотку сверху примыкает лавиносборный (снегосборный) бассейн, а снизу - конус выноса. Лавины - зона отложения снега и обломочного материала, выброшенного лавиной.

Лавиносборный бассейн, лавинный лоток и конус выноса лавины в совокупности условно называются лавинным очагом (рис. 2).

Лотковые лавины в зависимости от морфологии лавино-сборного бассейна подразделяются на три типа.

Лотковая лавина из эрозионного вреза (ЛЛ-I)

начинается в пределах последнего. Эта лавина не достигает больших объемов, так как крутые склоны вреза (рытвины, борозды) не дают скапливаться большим массам снега, и сход лавины за зиму происходит несколько раз.

Лотковая лавина из денудационной воронки ((ЛЛ-2)

достигает больших размеров, так как верхняя часть лавиносборного бассейна представляет собой расширение в форме воронки, в котором снег может накапливаться в течение длительного времени. Разветвленная сеть вто-

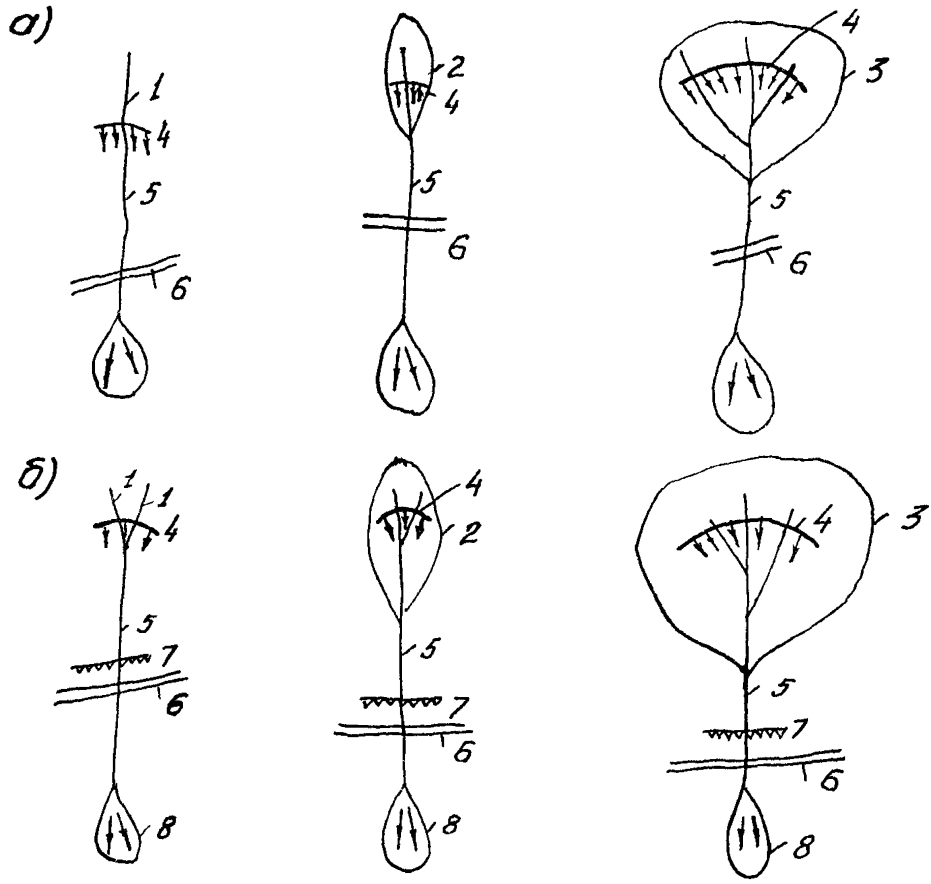


Рис.2. Типы лавинных очагов в плане:

а-лотковые лавины; б-прыгающие лавины; 1-снегосборный эрозионный врез; 2-снегосборный бассейн типа денудационной воронки; 3-снегосборный бассейн типа деформированного кара; 4-линия отрыва лавины; 5-лавинный лоток-канал стока; 6-проектируемая дорога; 7-обрыв; 8-конус выноса лавины

ростепенных логов в воронкообразном лавиносборном бассейне является каналами, по которым снег низвергается в основной лог - лавинный лоток.

Лотковая лавина из деформированного кара(ЛЛ-3). Кар-чашеобразная впадина в верхних частях гребней хребтов, имеющая сравнительно плоское дно и отвесные заднюю и переднюю стенки. В ледниковую эпоху в карах лежали ледники, теперь они исчезли и плоское дно разрезано эрозийным врезом, т.е. кар деформирован эрозией. В таком лавиносборном бассейне скапливаются большие массы снега, которые могут создавать лавины объемом до 1-1,5 млн.м^3, падающие с перерывом в несколько лет.

Прыгающие лавины / ПЛ / возникают из лотковых тем, где в лавинном лотке имеются обрывы /отвесные стены/ или участки резко возрастающей крутизны. Встретив крутой уступ, лавина отрывается от земли и продолжает движение по воздуху в виде огромной струи. Скорости прыгающих лавин особенно велики, а падение их наиболее часто сопровождается воздушной волной.

По морфологии лавиносборного бассейна прыгающие лавины, как и лотковые, делятся на три типа /ПЛ-1, ПЛ-2, ПЛ-3 /.

Все перечисленные лавины могут быть сухими, влажными или мокрыми /см.табл. 2 /, и движение их происходит по снегу /или ледяной корке/, по воздуху, по грунту или же имеет смешанный характер /рис. 3/.

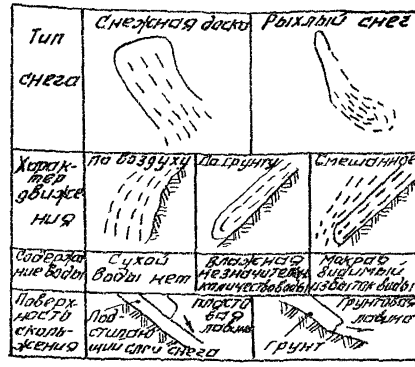


Рис.3. Типы снежных лавин /по проекту международной классификации/

§2. ИСХОДНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГАЛЕРЕЙ, РАЗМЕРЫ ЛАВИН, РАЗМЕЩЕНИЕ ГАЛЕРЕЙ И КОМПЛЕКСОВ ПРОТИВОЛАВИННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для обоснования размещения проектируемых галерей и других противолавинных сооружений в состав проектов входят следующие материалы:

- топографические карты района планируемого строительства масштаба 1:25000 и крупнее с отмеченными на них лавинными очагами /местами зарождения лавин - лавиносборными бассей-

нами, пути схода лавин и конусами выноса/;

- топографические планы масштаба 1:5000 и крупнее для строительных и примыкающих к ним участков с контурами лавиноопасной зоны /в лавиноопасных и потенциально лавиноопасных районах/ и характеристиками лавиноопасных участков /растительность, задернованность, микрорельеф/;
- характеристики снежного покрова и лавин, содержащие следующие данные:

а/ максимальные и средние высоты снежного покрова в зонах возникновения лавин и в местах, подлежащих застройке;

б/ средний по высоте объемный вес снежного покрова в местах определения его максимальной высоты;

в/ тип лавин по качеству снега /непылевидного или пылевидного/ на данном участке склона;

г/ наибольшая глубина снежного потока в лавинах и наибольшая ширина лавин в намечаемых местах установки противолавинных сооружений;

д/ сроки начала и окончания лавиноопасного сезона в данной местности, частота схода лавин, следы действия воздушной волны.

Источниками сведений о снежном покрове и лавинах являются периодические издания Главгидрометслужбы СССР, материалы Гидрометфонда СССР, изысканий и аэрофотосъемок.

Предварительные сведения о снежном покрове и лавинах берутся по каталогу [4].

Для практического использования проектировщиками и строителями служат лавинные карты-прогнозы, образец

которых показан на рис. 4.

Карты-прогнозы составляются учреждениями Главного Управления Гидрометеослужбы СССР по запросам проектных организаций или совместно с последними, пользуясь руководством [I].

При изысканиях следует избегать пересечения дорогой лавиноопасных и потенциально лавиноопасных мест.

Однако лавины часто падают на обоих склонах долин / см.рис. 4 /, вследствие чего дорога неизбежно проходит по лавиноопасным участкам.

При невозможности обхода дорогой лавиноопасных мест ее располагают выше концов выноса лавин, пересекая дорогой лавинные лотки, где потребуются противолавинные галереи меньшей длины.

Тщательное обследование и сравнение вариантов трассы дает возможность свести к минимуму число пересекаемых дорогой лавинных лотков.

На рис. 5 показаны два варианта трассы в районе со снежными лавинами. Первый вариант /сплошная линия/-трасса проложена с развитием линии в пределах всего склона, но при этом она несколько раз пересекает каждый лавинный лоток.

Во втором варианте /пунктирная линия/ трасса развивается в пределах лесного массива, не подверженного опасности лавинных обвалов, и только I раз пересекает каждый лавинный лоток, где можно построить противолавинные галереи. Однако близкое расположение серпантин в лесу существенно ухудшает транспортные качества дороги [7].

Сход лавин сопровождается зоной снего - воздушного

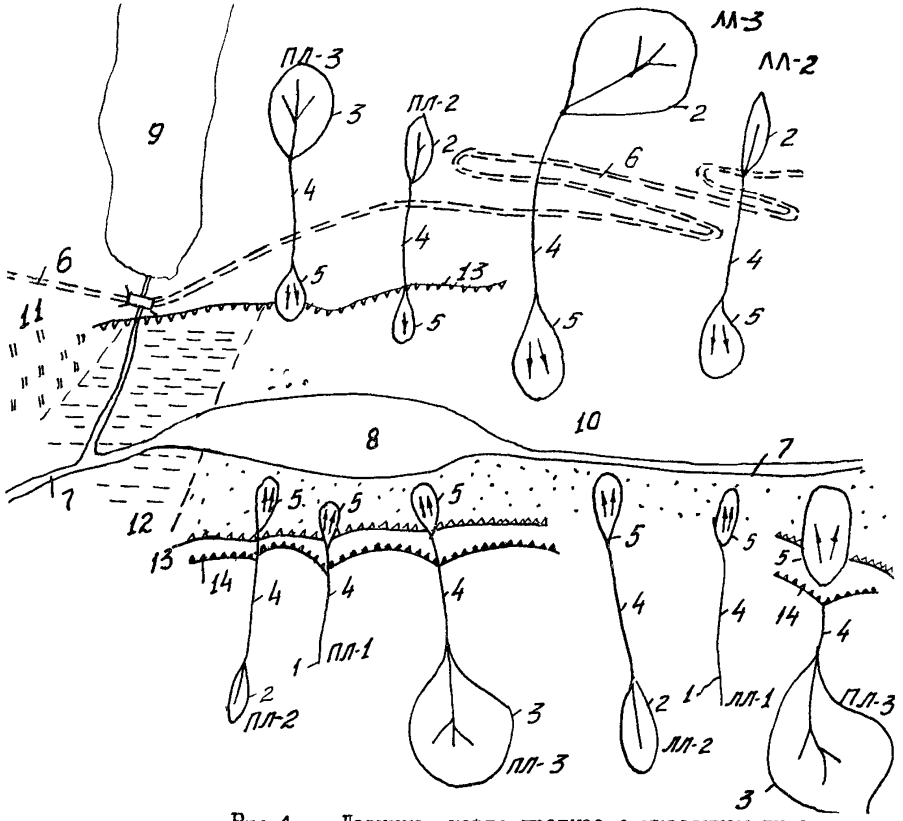


Рис.4. Лавинная карта-прогноз с указанием типов лавин:
I - снегосборный эрозионный врез; 2 - снегосборный бассейн типа денудационной воронки, 3 - снегосборный бассейн типа деформированного кара; 4 - лавинный лоток; 5 - конус выноса лавины; 6 - проектируемая дорога; 7 - постоянный водоток; 8 - озеро; 9 - ледник; I0 - песок; II - луг; I2 - болото; I3 - обрыв в рыхлых породах; I4 - скальный обрыв

потока, которая в плане ограничивается двумя полосами, параллельными пути движения лавины и имеющими примерную ширину 30 м /в каждую сторону от боковой границы лавинного пути/. Поперечное сечение в вертикальной плоскости потока воздуха, сопровождающего сход лавины, принимается близким к форме сегмента /рис.6/.

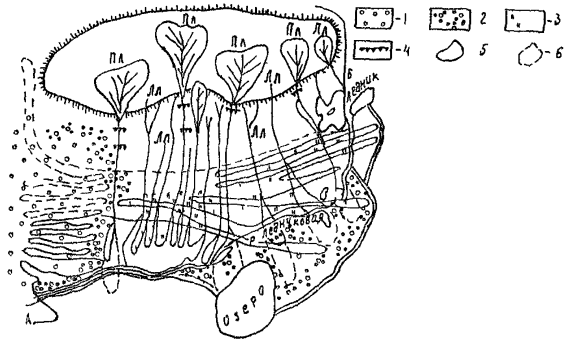


Рис. 5. Варианты трассы в лавиноопасном районе:
1 – лес; 2 – кустарник; 3 – альпийский луг; 4 – отвесный обрыв; 5 – конуса выноса лавин; 6 – границе распространения воздушной волны;
сплошная линия – первый вариант трассы; пунктирная линия – второй вариант трассы; ЛЛ – лотковая лавина;
ПЛ – прыгающая лавина

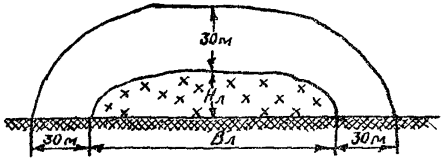


Рис.6. Поперечное сечение лавины и сопутствующего ей снеговоздушного потока:
$H_л$ – глубина снежного потока в лавине (толщина лавины), считая по вертикали; $B_л$ – ширина лавинного лотка (ширина лавины); a =30 м – примерная ширина действия снеговоздушного потока

Ширина a может быть и менее 30 м. Она уточняется на основании материалов изысканий по следам действия воздушных волн, вызванных лавинами.

Глубина снежного потока в лавине Нл при недостаточности сведений об этой величине в материалах изысканий принимается равной:

а/ для пылевидных лавин $Нл = 3h_o$;

б/ для пылевидных лавин $Нл = 5h_o$,

где h_o – максимальная высота снежного покрова на данном участке склона /в частности в местах зарождения лавин/, способы определения которой указаны ниже в §5.

Выбор типа противолавинных сооружений, системы их расположения на местности, расчет их устойчивости и надежность защиты производится исходя из максимально возможной высоты снежного покрова h_o для данного района. При это необходимо учитывать, что в снегосборном /лавиносборном/ бассейне, в котором накопление снега происходит за счет метелевого переноса, снегоудерживающие сооружения будут работать и как снегоаккумулирующие, что приведет к увеличению высоты снега по сравнению с расчетной или определенной из наблюдений.

Обычно применяются автономные противолавинные сооружения или их комплексы:

а/ комплексы снегоудерживающих сооружений с снегосборном бассейне /рис. 7 и 8/;

б/ снегоудерживающие сооружения в снегосборном бассейне, дополняемые тормозящими сооружениями, лавинорезами, удерживающими или направляющими дамбами на пути схода лавины;

в/ автономная галерея /рис. 9, а/;

г/ галерея с тормозящими сооружениями на пути схода лавины /рис. 9, б/;

д/ галерея с направляющими дамбами - стенами на пути схода лавины /рис. 9, в/;

е/ галерея с лавинорезом на пути схода лавины /рис. 9, г/;

ж/ лавинорез с направляющими дамбами на пути схода лавины без галереи.

В качестве сооружений, препятствующих сползанию снега со склонов снегосборного /лавиносборного/ бассейна, устраи-

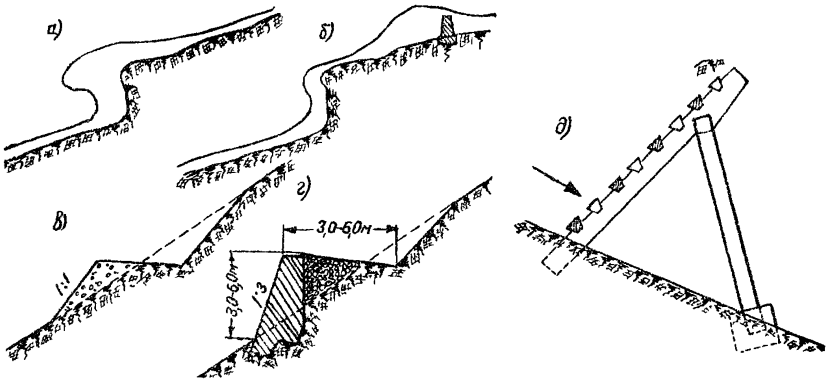


Рис. 7. Схемы отложений снега и снегозадерживающих сооружений [8]:

а-снежный карниз; б-защитная стенка, предотвращающая образование карниза; в-терраса в виде полувыемки-полунасыпи; г-терраса с подпорной стенкой ; д-сквозной щит

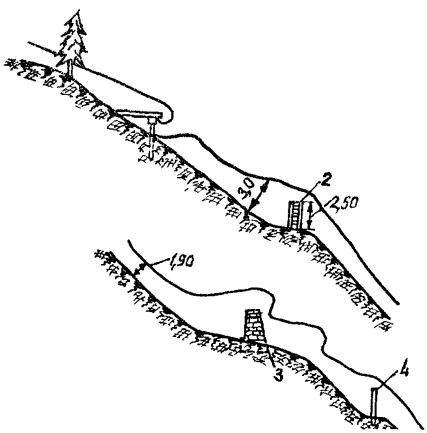


Рис.8. Система снегозадерживающих сооружений на одном из участков трансалтийской дороги [8]:

1 -снегозадерживающий щит; 2 -деревянная стена; 3-каменная стена; 4-плетень

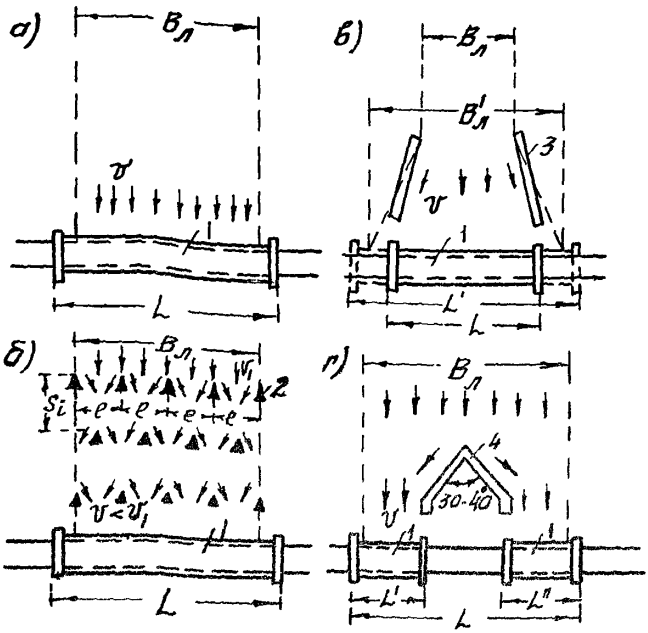


Рис.9. Комплексы противолавинных сооружений с галереями:

а-автономная галерея; б-галерея с тормозящими сооружениями; в-галерея с направляющими дамбами-стенами; г-галереи с лавинорезом;

1-галерея; 2-тормозящие сооружения решетчатые или сплошные (бетонные блоки); 3-направляющая дамба - стена; 4-лавинорез; $B_л$ -ширина лавины; (лавинного лотка); L -длина галереи; v -скорость лавины

вают террасы на склонах, направляющие дамбы-стены, устанавливают сквозные щиты, снегозащитные решетки, плетни, проволочные сетки и рвы (см. рис.7 и 8). Рвы и террасы служат лишь для борьбы с осовами.

Наиболее распространены сквозные щиты (см. рис. 7, д).

Высота снегоудерживающего сооружения h_c, измеряемая по нормали к склону, должна быть не меньше

$$h_c \geq h_o \cos\alpha,$$

где h_o - максимальная высота снежного покрова, измеряемая по вертикали, м;

α - угол наклона участка склона, град.

Расстояние между рядами снегоудерживающих сооружений (в м) определяется по формуле

$$S = \frac{2 tg\alpha \, h_o}{(tg\alpha - tg\varphi)\cos\alpha},$$

где φ - угол трения снега, принимаемый равным 23-27° для гладких, задернованных склонов и 30° для каменистых и прочих склонов.

Применение тормозящих сооружений решетчатых или сплошных в виде бетонных блоков (рис.9, б) дает возможность существенно снизить скорость лавины (с v_1 до v на рис.9, б) перед галереей и тем самым уменьшить ударное воздействие лавины на перекрытие галереи

Расстояние между сооружениями одного ряда (см. рис.10, и 9, б)

$$\ell \geq 4H_л,$$

где $H_л$ - глубина снежного потока в лавине (см. выше).

Нижний ряд тормозящих сооружений располагается так, что угол $\varphi \leq 20^0$, чему соответствует расстояние между рядами сооружений $S_L \approx 5{,}5$ (см.рис. 9,б).

Для уменьшения длины противолавинной галереи в отдельных случаях, при явно выраженном лотке лавины, резко расширяющемся у проектируемой галереи (от величины B_Λ до B'_Λ на рис.9,в)могут применяться направляющие стены-дамбы. Плановое очертание направляющих стен должно обеспечивать пропуск лавины без стеснения живого сечения лотка (в плане раструб стен должен быть обращен в сторону галереи). Применение направляющих стен дает возможность уменьшить длину проектируемой галереи от величины L до L' (см.рис.9,в).

Минимальная высота противолавинной направляющей стены-дамбы, м,

$$H_{ст} = H_\Lambda + 0{,}05\, v^2,$$

где H_Λ (в м) имеет прежнее значение, а v - скорость движения лавины у стены, м/с (определение величины v см. ниже в § 5).

Лавинорез у галереи (см.рис.9,г) дает возможность взамен галереи длиной L применить две короткие галереи с суммарной длиной $L' + L'' < L$.

В отдельных случаях путем устройства направляющих стен в сочетании с лавинорезом лавина может быть отклонена от дороги и тем самым отпадает необходимость в устройстве галереи.

§ 3. ГАБАРИТНЫЕ РАЗМЕРЫ, ПЛАН, ПРОФИЛЬ И ДЛИНЫ ГАЛЕРЕЙ

Противолавинные галереи особенно целесообразно устраивать в тех случаях, когда снегосборные бассейны

имеют большую площадь, а на склоне лавины проходят по узким лоткам.

Длина противообвальной галереи назначается по условиям пропуска над ней полного объема снежной лавины; при этом порталы противолавинных галерей желательно располагать на менее заносимых участках местности.

Минимальная длина галереи (см.рис. 9,а и б)

$$L = B_л + 2a ,$$

где $B_л$ -ширина лавинного лотка (ширина лавины);

$a \leq 30$ м-ширина зоны действия снеговоздушного потока, сопровождающего сход лавины (см. выше § 2).

Способы укорочения галерей с помощью направляющих стен и лавинорезов приведены в §2 и на рис.9.

Специально установленных габаритов для противолавинных галерей на автомобильных дорогах пока не существует.

Поперечное сечение галереи проектируется в соответствии с габаритами, установленными для мостов в СНиП П-Д.5-72 и в проекте новой редакции СНиП П-Д.7 (с уменьшенной шириной предохранительных полос)[9].

Схема габарита приведена на рис12, а размеры по ширине - в табл.3.

Габариты по высоте над поверхностью покрытия (Н) в галерее принимают:

на дорогах I-III категорий ..... Н=5 м;

на дорогах IУ-У категорий ..... Н=4,5 м.

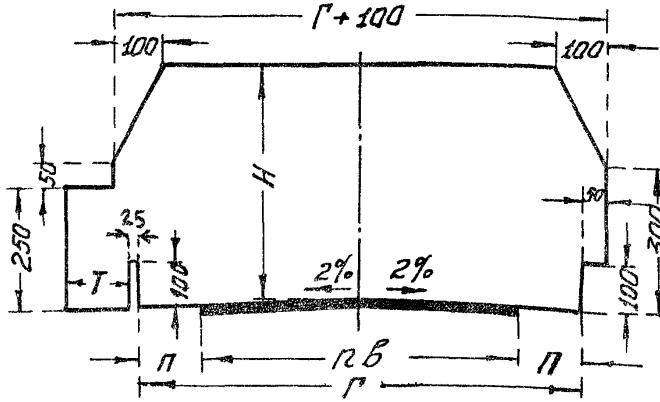


Рис. IO. Схема габарита приближения конструкций галерей на автомобильных дорогах:
П-предохранительная полоса; пв-проезжая часть - число полос и ширина полосы движения (размеры даны в см).

Таблица 3

Элементы поперечного профиля галерей с односторонним служебным тротуаром [9]

Элементы	Размеры элементов для дорог разных категорий, м			
	П	Ш	1У	У
Число полос движения, шт.	2	2	2	1
Ширина проезжей части, м	7,5	7,0	6,0	4,5
Ширина предохранительной полосы, м	1,0	1,0	0,75	0,75
Габарит Г, м	Г-9,5	Г-9	Г-7,5	Г-6
Ширина служебного тротуара Т, м	0,75	0,75	0,75	0,75

Продольный профиль и план галереи проектируют по нормам, установленным для проектирования открытых участков трассы (по СНиП П-Д.5-72), допуская любые сочетания профиля и плана.

При радиусах кривых в плане 1000 м и менее необходимо предусмотреть уширение проезжей части с внутренней стороны закругления в соответствии с табл.9 СНиП П-Д.5-72 без уменьшения ширины предохранительных полос.

Расположение галерей в плане и по высоте склона должно по возможности обеспечивать снижение до минимума динамического воздействия на сооружение снежных лавин.

При движении лавины по склону на перекрытие галереи (рис.11) действует давление $Q_л$, нормальное к поверхности перекрытия, и касательная сила трения $T_л$, параллельная поверхности амортизирующей отсыпки, укладываемой поверх перекрытия галереи.

Силы $Q_л$ и $T_л$ зависят от толщины $H_л$ лавины и скорости ϑ подхода лавины к галерее.

Слагающие сил $Q_л$ и $T_л$, зависящие от скорости ϑ, оказывают динамическое (ударное) воздействие на галерею.

Это динамическое воздействие зависит от величины угла $\beta=\alpha-\alpha_{от}$, где α -угол наклона поверхности косогора, а $\alpha_{от}$ -угол наклона поверхности отсыпки.

При $\beta=0$, т.е. $\alpha=\alpha_{от}$ когда горный склон и отсыпка имеют одинаковые наклоны, динамические слагающие сил $Q_л$ и $T_л$ равны нулю. Эти динамические (ударные)

слагающие можно не учитывать и при $\beta > 0$ только в том случае, когда расстояние d от галереи до вершины А угла β (см.рис.II) превышает $2H_л$ или 15 м [10] где $H_л$ -толщина лавины. Это положение не распространяется на воздействие пылевидных и прыгающих лавин

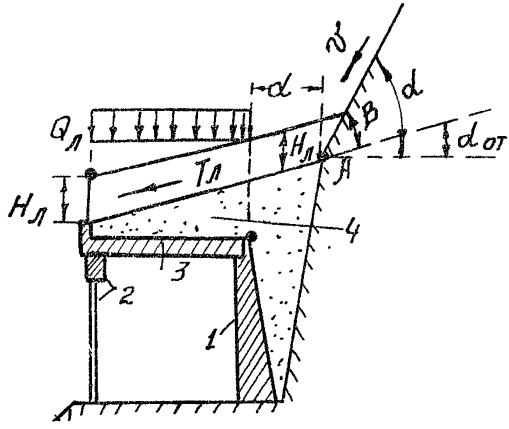


Рис.II. Нагрузки $Q_л$ и $T_л$ на галерею при движении лавины:

1-верховая опора; 2-низовая опора; 3-перекрытие галереи; 4-амортизирующая отсыпка из крупнообломочного грунта или песков (гравелистых, крупных или средней крупности) или других материалов

При $\beta > 0$ и $d < 2H_л$ (или 15 м) лавина оказывает большое динамическое (ударное) воздействие на галерею.

Указанные соображения должны по возможности учитываться при размещении галерей на склонах.

Как правило, галереи следует располагать в непосредственной близости от склона, что уменьшает кубатуру и стоимость внемки и амортизирующей отсыпки (рис.II).

Однако иногда(при крутом обрыве в лотке схода лавины) это приводит к прямому удару прыгающих лавин, наиболее сильно воздействующих на перекрытие галереи (рис.I2).

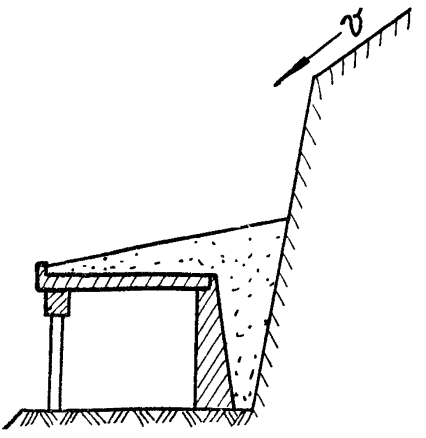


Рис. I2. Размещение галереи у склона с прыгающей лавиной

§ 4. ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ ГАЛЕРЕЙ

В конструктивных решениях, применяемых при проектировании противолавинных галерей, следует обеспечивать требуемую надежность и долговечность сооружения, высокую производительность труда при строительстве и минимальные затраты при эксплуатации, а также соблюдать требования ТП 101-70 по экономному расходу материалов, учитывать возможность максимального использования местных материалов и предусматривать индустриализацию строительства на базе современных средств комплексной механизации строительного производства.

При проектировании сборных конструкций надлежит предусматривать:

а) обеспечение надежности, требуемой плотности, водонепроницаемости и высокого качества выполнения монтажных стыков, сопряжений и опираний, удобства установки и быстрой выверки положения конструкции с учетом возможности монтажа передовыми методами при наименьших затратах труда;

б) изготовление на заводах (или полигонах) с использованием высокопроизводительного оборудования и передовой технологии с применением механизации и автоматизации;

в) сборку конструкции из блоков и элементов, размеры и вес которых допускают погрузку, беспрепятственное транспортирование и разгрузку.

При выборе системы галерей необходимо учитывать следующие их особенности:

а) балочные галереи позволяют полностью освободить низовые опоры от восприятия горизонтальных сос-

тавляющих сил $Q_л$ и $T_л$, передаваемых на галерею при движении лавин (см. рис.II), они наиболее просты в изготовлении и при монтаже. Однако с ростом расчетных нагрузок (лавины большой толщины и скорости движения, широкие габариты галереи) в балочных галереях резко возрастает кубатура перекрытия и, как правило, верховых опор;

б) рамные галереи позволяют сократить объем работ по перекрытиям и опорам, что особенно существенно при больших расчетных нагрузках. Однако в рамных галереях горизонтальная составляющая сил $Q_л$ и $T_л$ обычно передается и на низовые опоры, а ответственные стыковые соединения, выполняемые при монтаже, усложняются;

в) в арочных галереях достигается существенное снижение расхода арматуры, однако их применение ограничено благоприятными топографическими и геологическими условиями. Низовые опоры арочных галерей воспринимают значительные горизонтальные силы от перекрытия, в связи с чем конструкция их усложняется.

Окончательный выбор системы галерей должен производиться путем технико-экономического сравнения вариантов.

Конструкции рамных и арочных галерей рассмотрены в учебных пособиях [8] и [II].

Наиболее распространены балочные галереи, типы и конструкции которых рассматриваются ниже [9], [IO].

Балочная галерея состоит из следующих основных элементов:

а) перекрытие;

б) верховая опора;

в) низовая опора;

г) фундамент под верховую опору;

д) фундамент под низовую опору;

е) порталы;

ж) амортизирующая отсыпка;

з) гидроизоляция, водоотводные и дренажные устройства.

Перекрытия

При выборе типа сборных железобетонных перекрытий галерей балочного типа предпочтение следует отдавать конструкции из Т-образных бездиафрагменных блоков или пустотных плит (одно или двухъярусных). Там, где позволяют местные условия, и при технико-экономической целесообразности перекрытия рекомендуется выполнять с разгрузочными консолями с нагорной стороны (см. рекомендации [10] и проекты галерей Тбилисского Филиала Союздорпроекта [9].

Для перекрытий из обычного железобетона следует применять бетон марки не ниже 300, а из предварительно-напряженного железобетона - бетон марки не ниже 400 и стержневую арматуру класса не ниже А-1У.

Перекрытие, верховые и низовые опоры (включая фундаменты) делятся поперечными сквозными вертикальными швами на секции длиной от 6 до 15 м.

Блоки сборных перекрытий в пределах каждой сек-

ции галереи должны быть объединены между собой путем обетонировки поперечных швов с арматурными выпусками, путем сварки закладных деталей или шпоночными соединениями, а также устройством защитного слоя с арматурной сеткой поверх укладываемой гидроизоляции.

Верховые и низовые опоры

При выборе типов верховых опор галерей предпочтение следует отдавать сборным железобетонным конструкциям из крупноразмерных элементов или конструкциям с использованием бетонных блоков при условии надлежащего их замоноличивания с учетом требований сейсмостойкости (перевязка швов между блоками, устройство антисейсмических поясов, применение шпоночных соединений).

Для уменьшения объемов верховых опор рекомендуется применять опоры из железобетонных уголковых стен с контрдорсами или из бетонных поперечных стенок с закладными железобетонными плитами-брусьями.

Возможны также верховые опоры из монолитного бетона с разгружающими консолями или без них. При наличии скального косогора может быть применена анкеровка верховых опор.

Низовые опоры чаще всего проектируют в виде продольного ряда железобетонных колонн-стоек (обычно с шагом в 3 м), объединенных поверху железобетонной насадкой в виде неразрезной (в пределах секции) трех-пятипролетной балки или однопролетной с двумя консолями, длина которых равна половине длины пролета между

стойками. Предпочтение следует отдавать однопролетным двухконсольным насадкам, в которых изгибающий момент посредине пролета от равномерной нагрузки равен нулю. Нижние концы стоек заделываются в фундаменте стыком стаканного типа.

Низовые и верховые опоры противолавинных галерей должны обладать продольной жесткостью для сопротивления , не учитываемым расчетом продольным составляющим лавинного воздействия, а также сейсмическим нагрузкам, направленным вдоль галереи.

Верховые сборные железобетонные опоры в пределах каждой секции должны быть объединены поверху продольными обвязками или сваркой закладных деталей.

Для железобетонных опор следует применять бетон марки не ниже 300, а для бетонных блоков - не ниже 200.

Соединения перекрытий с опорами /опорные части/ должны рассчитываться на восприятие горизонтальных составляющих от прохождения снежной лавины, а также не срезающие или выдергивающие усилия от сейсмической нагрузки.

Стойки низовых опор в поперечных к оси галереи гранях должны иметь вертикальные пазы для закладных железобетонных плит, предотвращающих занос снега с низовой стороны в галерею.

Фундаменты верховых и низовых опор

Фундаменты опор смежных секций галерей рекомендуется закладывать на одном уровне. В случае заложения фундаментов опор смежных секций на разных отметках переход от более углубленных к менее углубленным рекомендуется осуществлять

уступами высотой не более 50 см. В скальных грунтах уступы могут устраиваться без ограничения по высоте.

Фундаменты низовых опор могут быть выполнены сборными из бетонных или железобетонных блоков или монолитными из неармированного бетона или бутобетона.

В соответствии с конфигурацией косогора сплошные монолитные фундаменты могут конструироваться в виде низовых подпорных стен переменной высоты.

Верхняя грань монолитных фундаментов может быть горизонтальной, ступенчатой или наклонной с уклоном, равным продольному уклону галереи.

Фундаментами верховых стен часто служат нижние горизонтальные плиты железобетонных уголковых контрфорсных стен или фундаменты выполняются из бетонных блоков монолитного бетона (бутобетона) или из бутовой кладки на растворе.

В случае монолитных фундаментов их конструкция должна предусматривать индустриальные способы производства работ (применение инвентарной опалубки, специальных бетоноукладчиков и т.п.).

Для железобетонных фундаментов следует применять бетон проектной марки не ниже 200. При устройстве монолитных фундаментов следует применять бетон марки не ниже 150 или бутовую кладку из камня марки не ниже 400 при растворе марки не ниже 100.

В нескольких грунтах между раздельными фундаментами рекомендуется устраивать железобетонные распорки вдоль галереи.

Для повышения сопротивления фундаментов опор галерей сдвигу подошве фундаментов рекомендуется придавать уклон в зависимости от свойств грунтов основания / в направлении поперек галереи /.

Глубина заложения подошвы фундамента верховых и низовых опор при непучинистых нескальных грунтах в основании должна быть не менее I м, а при прочих грунтах должна, кроме того, не менее чем на 0,25 м превышать расчетную глубину промерзания грунта. При опирании на скальные грунты глубина заложения подошвы фундамента должна быть не менее 0,25 м

Глубина заложения подошвы фундамента определяется для верховой опоры от отметки предохранительной полосы, расположенной сбоку проезжей части, а для низовой - от поверхности грунта /по нормали к ней/. Допускается при грунтах в основании, подверженных пучению, проектировать фундамент такой же глубины, как и в случае непучинистых нескальных грунтов, при условии, что под подошвой фундамента до глубины, на 0,25 м превышающей глубину промерзания, устроена специальная подушка из утрамбованного песка или щебня.

К подверженным пучению грунтам относятся суглинки, супеси, пылеватые и мелкие пески, а также крупнообломочные грунты, содержащие частицы размером 0,I мм в количестве 30% по весу и более.

В соединениях стаканного типа глубину заделки стоек опор в фундаментах следует принимать не менее 1,I наибольшего размера поперечного сечения стойки и не менее длины

анкеровки стержней арматуры стойки в бетоне.

Толщину стенок стакана поверху следующей принимать не менее 25 см и не менее 0,75 высоты верхней ступени фундамента. Стенки стаканов рекомендуется армировать замкнутыми сварными хомутами или спиральной арматурой и проверять расчетом.

Минимальный размер зазора между стенками стакана и стойки принимается 7,5 см поверху и 5,0 см понизу. Глубину стакана необходимо назначать на 5,0 см больше глубины заделки стойки.

Порталы

Вход в галерею отделывается декоративными колоннами и портальной стенкой, поставленной перпендикулярно оси галереи. Портальная стенка сопрягается с откосом выемки и поддерживает с торца галереи засыпку, расположенную за верховой опорой.

Для поддержания подошвы откоса амортизирующей отсыпки с фасадной стороны портала над крайней балкой перекрытия и над портальной стенкой устраивается парапет-карниз.

Портальная стенка и колонны выполняются из бетона с рустованной цементной штукатуркой, железобетона и кладки из искусственных или естественных камней. Они могут иметь облицовку из штучных камней или из циклопской кладки.

Амортизирующая отсыпка

Толщину амортизирующей отсыпки противолавинных галерей

над низовыми опорами следует принимать не менее 0,3 м. Поверхности амортизирующей отсыпки необходимо придавать уклон из условия плавного сопряжения с косогором для снижения до минимума ударного воздействия лавины, зависящего от параметров α, β и $\alpha_{от}$ /см.рис. II/. При этом угол $\alpha_{от}$ образованный поверхностью отсыпки с горизонтом рекомендуется принимать не менее $12\text{-}15^{0}$.

Как указывалось выше в §3, динамическое воздействие лавины на галерею равно нулю при $\beta = 0$ и его можно не учитывать и при $\beta > 0$ только в том случае, когда расстояние от галереи до вершины A угла β /см. рис.II/ превышает удвоенную толщину лавины или 15 м.

С целью предотвращения разрушения низовая часть амортизирующей отсыпки должна быть укреплена мощением или вкладкой из железобетонных плит индустриального изготовления на ширину не менее 1,0 м и поддерживаться упором-карнизом соответствующей высоты, расположенным на перекрытии галереи.

Гидроизоляция, водоотвод и дренаж

Для перекрытия галереи могут быть применены следующие виды гидроизоляции:

а/ термопластичная из одного или двух армирующих слоев стеклосетчатой ткани между двумя или тремя слоями битумной мастики, наносимой механизированным способом;

б/ из битумных рулонных материалов на стеклосетчатой основе с безмастичной проклейкой /один или два слоя из

утяжеленных рулонных материалов на стеклооснове, приклеиваемых к основанию и между собой оплавлением их поверхности пламенем горелки/;

в/ оклеечная из двух-трех слоев гидроизола между слоями горячей битумной мастики;

г/ оклеечная из двух слоев битуморезиновых рулонных материалов между слоями холодной битуморезиновой мастики.

Для гидроизоляции перекрытия галерей, строящихся в северной строительно-климатической зоне, рекомендуется тиоколовая гидроизоляция из двух слоев тиоколовых двух- или трехкомпонентных мастик - герметиков, между которыми размещается стеклянная сетка.

Блоки перекрытия укладываются с поперечным в низовую сторону уклоном не менее 2%.

Гидроизоляция перекрытия должна быть покрыта защитным слоем из бетона толщиной 3-4 см с тем же поперечным уклоном, желательно марки не ниже марки бетона блоков перекрытия, что, в частности, будет способствовать наиболее эффективному /обычно не учитываемому расчетом/ включению защитного слоя в совместную работу на изгиб с балками перекрытия.

Поверхность защитного слоя после его отвердения покрывают битумным лаком /грунтовкой/, а после его высыхания - слоем горячей битумной мастики.

Для отвода воды с защитного слоя устанавливают водоотводные трубки, проходящие сквозь карнизы, располагаемые на перекрытии галереи и служащие упорами для низа амортизирующей отсыпки /см. выше/.

Поверхности подпорных стен /верховых опор и фундаментов низовых опор/, соприкасающихся с грунтом /кроме подошвы фундамента/, следует покрывать безрулонной обмазочной гидроизоляцией из двух слоев горячей битумной мастики.

Изолируемые поверхности перед нанесением оклеечной или обмазочной изоляции должны быть прогрунтованы битумным лаком /за 2 раза/.

Для обеспечения учитываемых в расчете сил трения между грунтом и боковыми поверхностями верховых подпорных стен эти поверхности следует делать неровными.

При бетонных и железобетонных стенах это можно достичь, смещая горизонтально расположенные соседние доски опалубки относительно друг друга на 0,5-1,0 см.

Для обеспечения водоствода с поверхности амортизирующей отсыпки при пересечении водотоков должно быть предусмотрено устройство бетонных лотков, перепадов, консольных водосбросов приемных колодцев и т.п. Длина консолей водосбросов-лоток назначается из условия устранения возможности попадания воды в галерею с низовой стороны.

Для отвода талых вод, стекающих с косогора и образующихся в процессе таяния занесенного внутрь галереи снега, в верховом кювете у порталов и в пределах галереи следует устраивать водоприемные колодцы с решетками. Отвод воды из колодцев должен осуществляться с помощью поперечных труб или закрытых лотков, располагаемых под проезжей частью дороги перед порталами и внутри галереи.

Для отвода грунтовых вод, стекающих сквозь боковую засыпку к фундаментам верховой опоры с верховой стороны скло-

на, дол но быть предусмотрено устройство продольного непрерывного застенного дренажа, связанного с упомянутыми предпортальными водоприемными колодцами. В пределах длинных галерей продольный застенный дренаж должен быть разгружен путем устройства поперечных дренажей, связанных с упомянутыми водоприемными колодцами внутри галереи.

На рис. I3–I6 приведены 8 типов технических решений сборных и сборно-монолитных конструкций балочных галерей, разработанных Тбилисским филиалом Союздорпроекта для автомобильных дорог П,Ш,IУ и У категорий [9].

С целью сокращения числа типов заводских блоков принят габарит галереи Г-9,5 с полной длиной блоков перекрытия I2,5 м для дорог I и II категории и габарит Г-7,5 с полной длиной блоков перекрытия I0,5 м для дорог IУ и У категорий.

Для всех типов принят с низовой стороны один служебный тротуар шириной 75 см, отделенный от предохранительной полосы парапетным или барьерным ограждением толщиной 25 см. С верховой стороны предусмотрена полоска безопасности шириной 50 см, возвышающаяся над предохранительной полосой.

Габарит по высоте в свету между поверхностью покрытия в галерее и низом блоков перекрытия для всех габаритов и категорий дорог принят равным 5 м, что стандартизировало высоты верховых и низовых опор галерей.

Конструкции галерей разработаны для двух толщин засыпки над верховыми опорами $h_{зас}$ = 2 и 5 м и для двух толщин лавин $H_л = h_{сн}$ = 5 и I0 м.

Основные размеры низовых и верховых опор для районов с сейсмичностью не более 8 баллов и 9 баллов приведены в таблицах 4-7.

В таблицах размеры, указанные в числителе, относятся к случаю, когда основанием опор является грунт с условным сопротивлением $R = 4$ кг/см^2; размеры, указанные в знаменателе, относятся к скальному грунту в основании.

Перекрытие, верховые и низовые опоры /включая фундаменты/ во всех 8 типах галерей делятся поперечными сквозными вертикальными швами толщиной 2-4 см на секции длиной 6 м.

Для всех 8 типов конструкций галерей приняты однотипные низовые опоры со стандартными размерами их элементов.

Низовая опора принята в виде продольного ряда железобетонных стоек сечением 50х50 см с шагом в 3 м между осями. Стойки объединены поверху железобетонной насадкой сечением 60х50 см в виде двухконсольной балки с пролетом 3 м и двумя консолями по 1,5 м. Общая длина балки 6 м. Как указывалось выше, в таких насадках изгибающий момент посредине пролета от равномерной нагрузки равен нулю. Стойки низовых опор в поперечных к оси галереи гранях имеют вертикальные пазы для закладных железобетонных плит, предотвращающих занос снега с низовой стороны в галерею. Поверху стоек доски не устанавливаются с целью освещения галереи.

Закладные доски не устанавливаются в случае сооружения не галерей, а навесов.

Нижние концы стоек посредством стыка стаканного типа

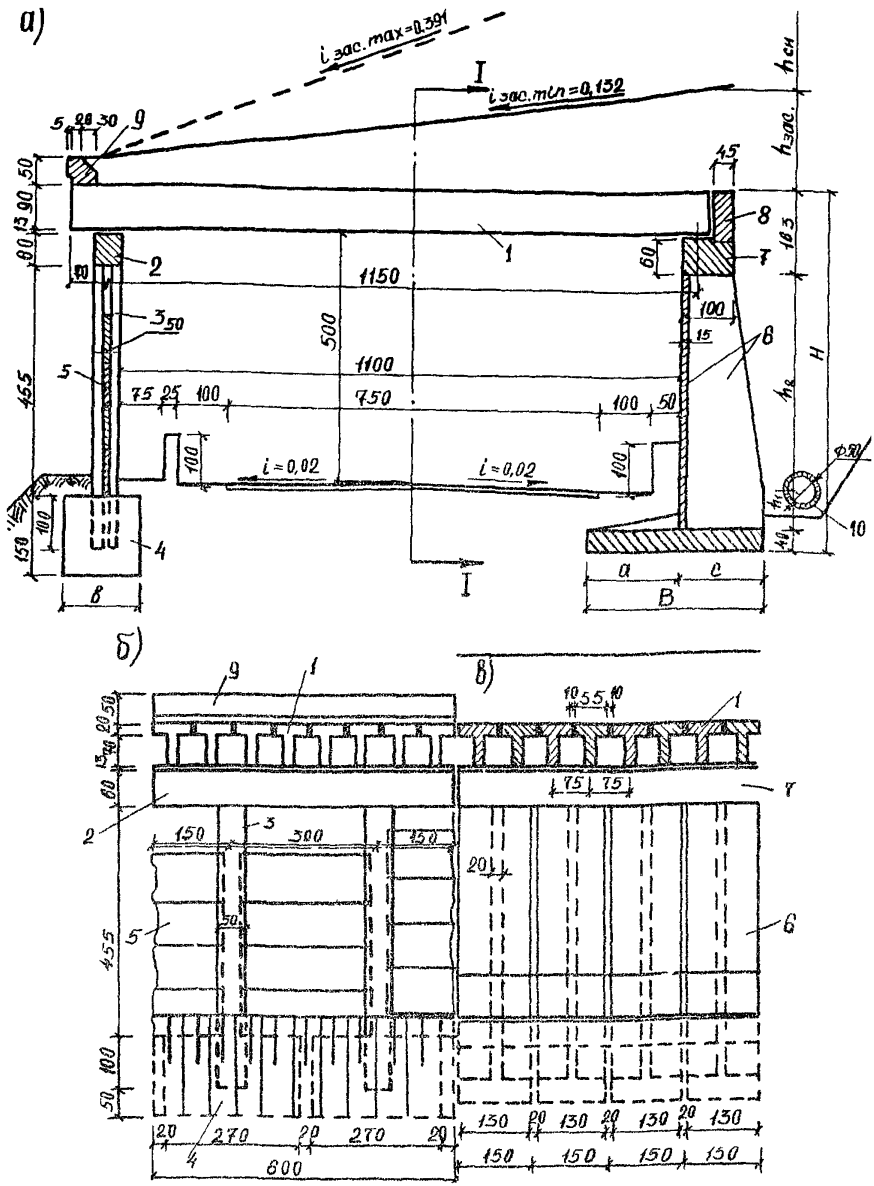


Рис.10. Галерея с Т-образными блоками перекрытия с уголковой контрфорсной верховой стеной для дорог II–III категорий:

а–поперечный разрез; б–фасад; в–разрез I–I;
1 – блок перекрытия; двухконсольная насадка-прогон; 3 колонна стойка; 4–блок фундамента; 5 – закладные плиты 6 – уголковый контрфорсный блок стены; 7 – блок верхне обвязки; 8 – закладной блок; 9 – блок карниза; 10 – дренажная труба

Таблица 4

Основные размеры галерей (в см), приведенных на рис.73

Сейсмичность районов	Элементы галереи и их размеры		II-II категории дороги				III-V категории дороги			
			$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$
Районы с сейсмичностью не более 8 баллов	низов стена	b	150	150	150	180	150	150	150	180
	верховая стена	a	180	180	250 210	250 210	180	180	250 210	250 210
		C	170 140	170 140	200 190	200 190	170 140	170 140	200 190	200 190
		B	350 320	350 320	450 400	450 400	350 320	350 320	450 400	450 400
		h_1	90	90	90	90	90	90	90	90
		h_2	400	400	400	400	400	400	400	400
		H	693	693	693	693	693	693	693	693
Районы с сейсмичностью 9 баллов	низов. стена	b	150	150	150	180	150	150	150	180
	верховая стена	a	210 180	210 180	320 250	320 250	210 180	210 180	320 250	320 250
		C	190 190	190 190	200 200	200 200	190 190	190 190	200 200	200 200
		B	400 370	400 370	520 450	520 450	400 370	400 370	520 450	520 450
		h_1	90	90	90	90	90	90	90	90
		h_2	400	400	400	400	400	400	400	400
		H	693	693	693	693	693	693	693	693

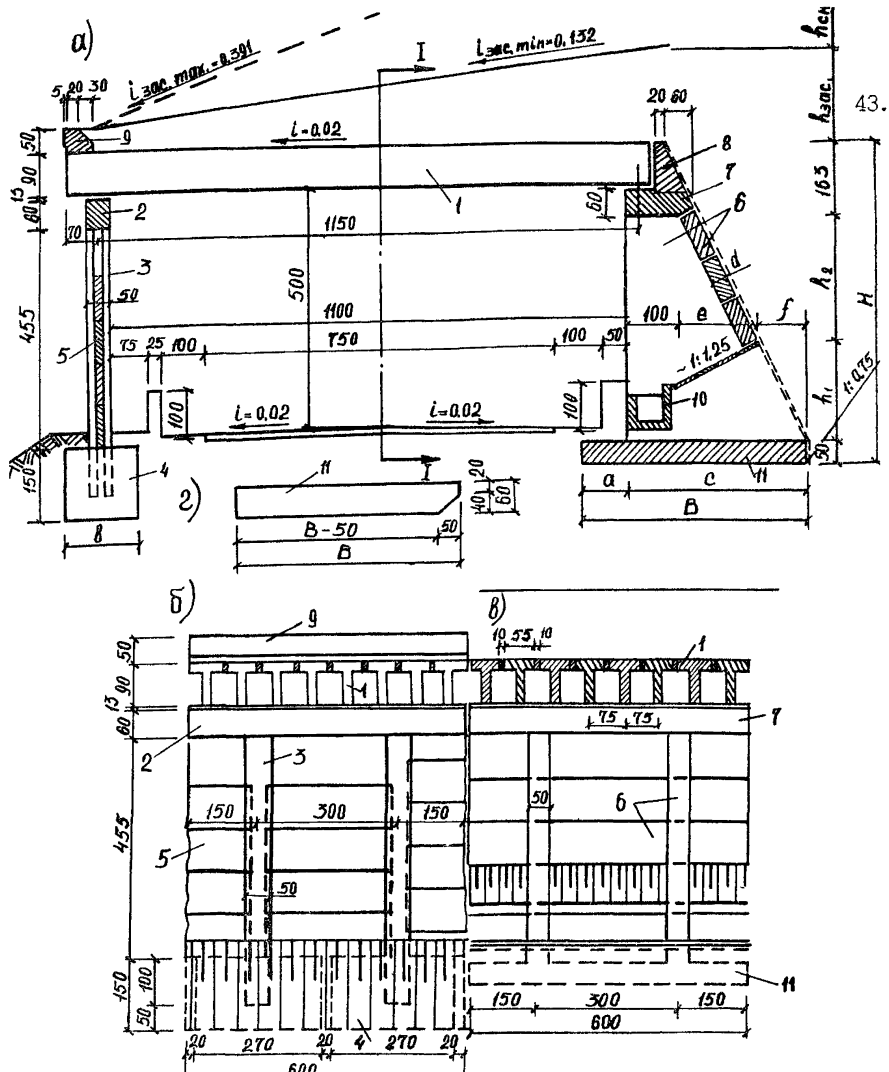


Рис. I4. Галерея с Т-образными блоками перекрытия и верховой стеной в виде поперечных стенок с закладными блоками для дорог П-Ш категорий: а-поперечный разрез; б-фасад; в-разрез I-I; г-вариант фундаментной плиты верховой стены для высоты засыпки $h_{зас}$=5м;
I-блок перекрытия;2-двухконсольная насадка-прогон; 3-колонна-стойка;4-блок фундамента;5-закладные плиты; 6-верховая стена в виде поперечных стенок с закладными блоками;7-двухконсольный прогон-обвязка;8-закладной блок;9-блок карниза;10-дренажный лоток;II-фундаментная плита

Таблица 5

Основные размеры галерей (в ом), приведенных на рис. I4

Сейсмичность районов	Элементы галереи и их размеры		II–III категории дороги				IV–V категории дороги			
			$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$
Районы с сейсмичностью не более 8 баллов	низов стена	b	150	150	150	180	150	150	150	180
	верховая стена	a	100 / 50	100 / 50	150 / 50	150 / 50	100 / 50	100 / 50	150 / 50	150 / 50
		c	380	380	450	450	380	380	450	450
		B	480 / 430	480 / 430	600 / 500	600 / 500	480 / 430	480 / 430	600 / 500	600 / 500
		e	170	170	200	200	170	170	200	200
		f	110	110	150	150	110	110	150	150
		h_1	220	220	250	250	220	220	250	250
		h_2	260	260	230	230	260	260	230	230
		H	693	693	703	703	693	693	703	703
		d	30	30	40	40	30	30	40	40
Районы с сейсмичностью 9 баллов	низов стена	b	150	150	150	180	150	150	150	180
	верховая стена	a	100 / 50	100 / 50	150 / 50	150 / 50	100 / 50	100 / 50	150 / 50	150 / 50
		C	380	380	450	450	380	380	450	450
		B	480 / 430	480 / 430	600 / 500	600 / 500	480 / 430	480 / 430	600 / 500	600 / 500
		e	170	170	200	200	170	170	200	200
		f	110	110	150	150	110	110	150	150
		h_1	220	220	250	250	220	220	250	250
		h_2	260	260	230	230	260	260	230	230
		H	693	693	703	703	693	693	703	703
		d	30	30	40	40	30	30	40	40

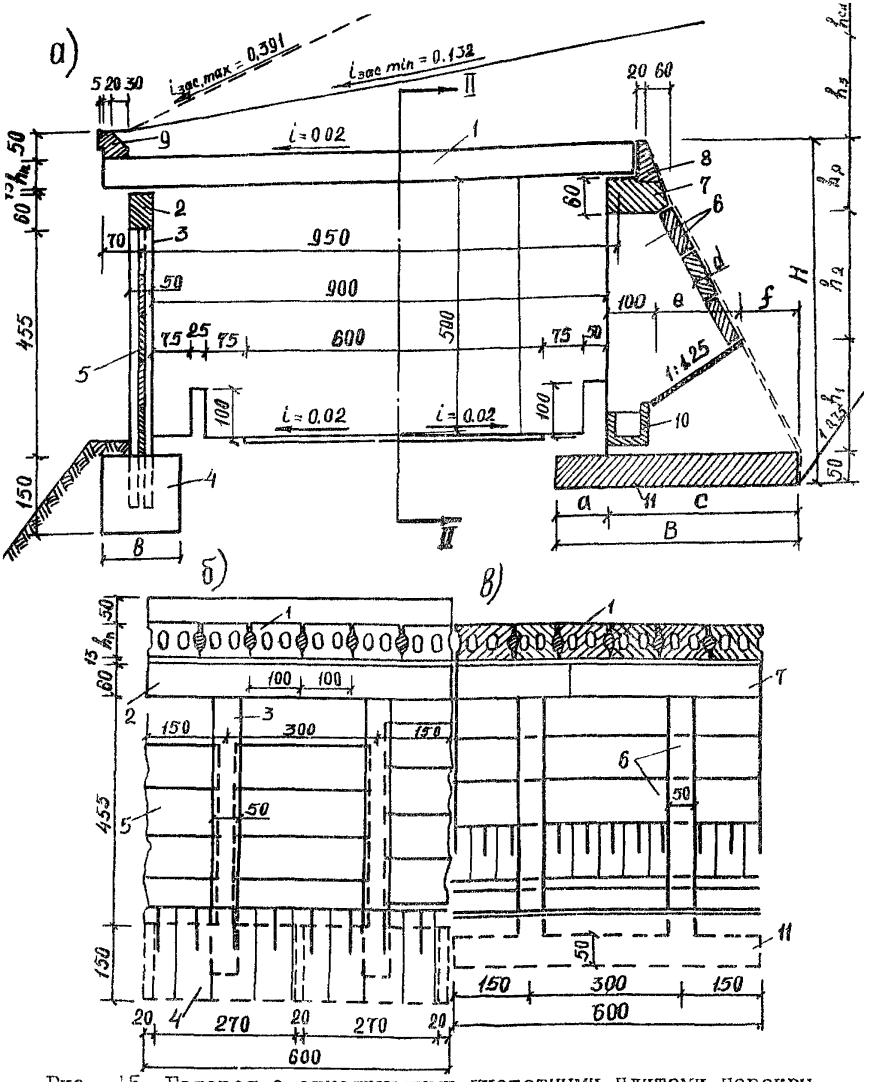


Рис. 15. Галерея с одноярусными пустотными плитами перекрытия и верховой стеной в виде поперечных стенок с закладными блоками для дорог IУ–У категорий:

а – поперечный разрез; б – фасад; в – разрез I–I;
I – одноярусные пустотные плиты перекрытия; 2 – двухконсольная насадка-прогон; 3 – колонная-стойка; 4 – блок фундамента; 5 – закладные плиты; 6 – верховая стена в виде поперечных стенок с закладными блоками; 7 – двухконсольный прогон-обвязка; 8 – закладной блок; 9 – блок карниза;
I0 – дренажный лоток, II – фундаментная плита

Таблица 6

Основные размеры галерей (в см), приведенных на рис. 17

Сейсмичность районов	Элементы галереи и их размеры		II-III категории дороги				IV-V категории дороги			
			$h_1=2$ $h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$
Районы с сейсмичностью не более 8 баллов	перекрытие	$h_{п1}$	60	75	60	60	60	60	75	75
		$h_{п2}$	-	-	60	60	-	-	-	-
	низ стена	b	150	150	150	180	150	150	150	150
	верховая стена	a	100 50	100 50	150 50	150 50	100 50	100 50	150 50	150 50
		c	380	380	450	450	380	380	450	450
		B	480 430	480 430	600 500	600 500	480 430	480 430	600 500	600 500
		e	170	170	200	200	170	170	200	200
		f	110	110	150	150	110	110	150	150
		d	30	30	40	40	30	30	40	40
		h_1	220	220	250	250	220	220	250	250
		h_2	260	260	230	230	260	260	230	230
		h_p	75	90	135	135	75	75	90	90
		H	555	570	615	615	555	555	570	570
Районы с сейсмичностью 9 баллов	перекрытие	$h_{п1}$	60	75	60	60	60	60	75	75
		$h_{п2}$	-	-	60	60	-	-	-	-
	низ стена	b	150	150	150	180	150	150	150	180
	верховая стена	a	150 130	150 130	170 100	170 100	150 130	150 130	170 100	170 100
		c	380	380	450	450	380	380	450	450
		B	530 510	530 510	620 550	620 550	530 510	530 510	620 550	620 550
		e	170	170	200	200	170	170	200	200
		f	110	110	150	150	110	110	150	150
		d	30	30	40	40	30	30	40	40
		h_1	220	220	250	250	220	220	250	250
		h_2	260	260	230	230	260	260	230	230
		h_p	75	90	135	135	75	75	90	90
		H	555	570	615	615	555	555	570	570

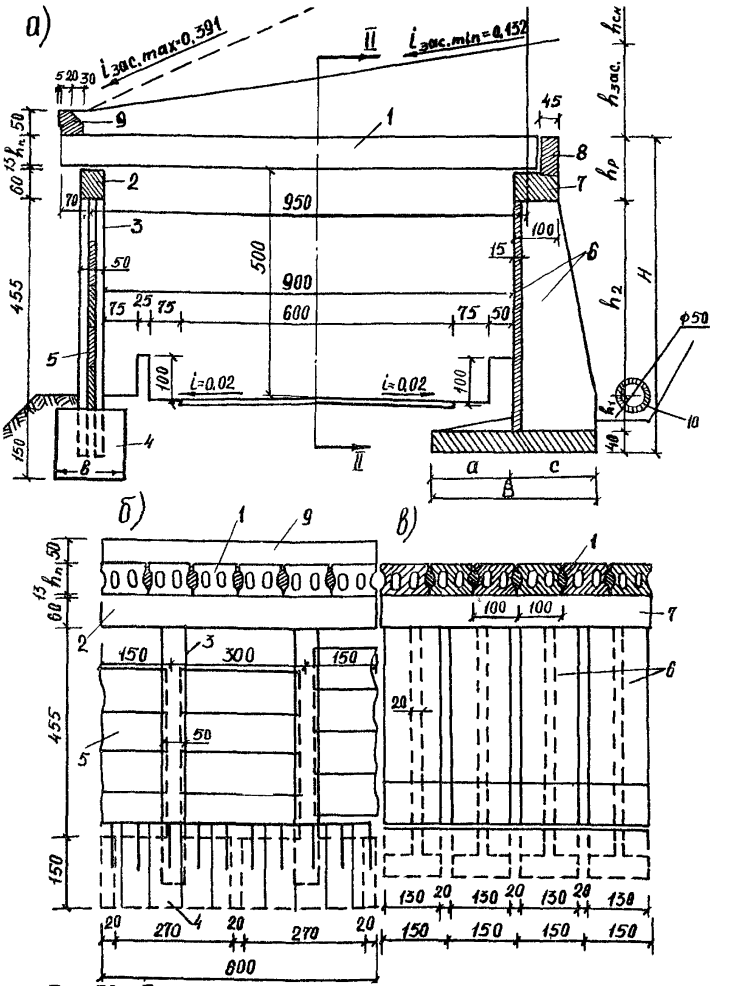


Рис.I6. Галерея с одноярусными пустотными плитами перекрытия и уголковой контрфорсной верховой стеной для дорог IУ-У категорий:
а-поперечный разрез;б-фасад;в-разрез I-I;
I-одноярусные пустотные плиты перекрытия;2-двухконсольная насадка-прогон;3-колонна-стойка;4-блок фундамента;5-закладные плиты;6-блоки контрфорсной верховой стены;7-блок верхней обвязки;8-закладной блок;9-блок карниза;10-дренажная труба

Таблица 7

Основные размеры галерей (в см), приведенных на рис. 16

Сейсмичность районов	Элементы галереи и их размеры		II–III категории дороги				IV–V категории дороги			
			$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=2$ $h_{сн}=10$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=5$	$h_{зас}=5$ $h_{сн}=10$
Районы с сейсмичностью 8 баллов	перекрытие	$h_{п1}$	60	75	60	60	60	60	75	75
		$h_{п2}$	–	–	60	60	–	–	–	–
	низовая стена	b	150	150	150	180	150	150	150	180
	верховая стена	c	170/140	170/140	200/190	200/190	170/140	170/140	200/190	200/190
			I80	I80	250/210	250/210	I80	I80	250/210	250/210
		B	350/320	350/320	450/400	450/400	350/320	350/320	450/400	450/400
		h_1	80	80	90	90	80	80	90	90
		h_2	400	400	400	400	400	400	400	400
		$h_р$	75	90	135	135	75	75	90	90
		H	595	610	665	665	595	610	665	665
Районы с сейсмичностью 9 баллов	перекрытие	$h_{п1}$	60	75	60	60	60	60	75	75
		$h_{п2}$	–	–	60	60	–	–	–	–
	низовая стена	b	150	150	150	180	150	150	150	150
	верховая стена	c	190/190	190/190	200/200	200/200	190/190	190/190	200/200	200/200
		a	210/180	210/180	320/250	320/250	210/180	210/180	320/250	320/250
		B	400/370	400/370	520/450	520/450	400/370	400/370	520/450	520/450
		h_1	90	90	90	90	90	90	90	90
		h_2	400	400	400	400	400	400	400	400
		$h_р$	75	90	135	135	75	75	90	90
		H	605	620	665	665	605	620	665	665

заделаны в фундаментных бетонных блоках, имеющих стандартную высоту 1,5 м и сечение 270 х 150 см для всех толщин лавин и амортизирующей обсыпки /засыпки/, кроме $h_{зас}$=5 м и $h_{зас}$= $h_{сн}$ = 10 м, для которых сечение блока увеличено до 270 х 180 см.

Восемь типов конструкций галерей отличаются конструкциями или размерами элементов перекрытий и верховых опор.

I тип-сборный /для дорог П-Ш категорий/ имеет Т-образные бездиафрагменные блоки перекрытия из обычного железобетона высотой 90 см с шагом в 75 см вдоль галереи и уголковые контрфорсные железобетонные блоки верховых стен /см. рис.13/.

II тип-сборный /для дорог IУ-У категорий/ имеет аналогичные с I типом более короткие Т-образные блоки перекрытия из обычного железобетона высотой 90 см с вдвое увеличенным по сравнению с I типом шагом в 150 см и уголковые стены, аналогичные типу.

III тип-сборно-монолитный /для дорог П-Ш категорий/ имеет сборное перекрытие, аналогичное I типу, и сборно-монолитные верховые опоры. Последние состоят из монолитных поперечных стен толщиной 50 см, поставленных с шагом в 3 м вдоль галереи и опертых на монолитную фундаментную плиту толщиной 50 см. Со стороны боковой засыпки на наклонные грани поперечных стен укладываются железобетонные плиты-блоки. По верху на поперечные стены опирается железобетонная обвязка-прогон длиной 6 м /см.рис. 14/.

IУ тип-сборно-монолитный /для дорог IУ и У категорий/

имеет сборные блоки перекрытия, аналогичные II типу, и сборно-монолитные верховые опоры, аналогичные III типу.

У тип - сборно-монолитный / для дорог II - III категорий / имеет сборное перекрытие из пустотных преднапряженных железобетонных плит шириной 100 см, уложенных в два яруса, и сборно-монолитных верховых опор, аналогичных III типу.

УI тип - сборно-монолитный / для дорог IУ-У категорий / имеет сборное перекрытие из пустотных преднапряженных железобетонных плит шириной 100 см, уложенных в один ярус, и сборно-монолитных верховых опор, аналогичных III типу / см. рис. I5 /.

УII тип - сборный / для дорог II-III категорий / имеет двухъярусное сборное перекрытие, аналогичное У типу, и сборные верховые опоры, аналогичные I типу.

УIII тип - сборный /для дорог IУ-У категорий/ имеет одноярусное сборное перекрытие, аналогичное УI типу, и сборные верховые опоры, аналогичные II типу /см.рис.I6/.

Для всех типов галерей над верховыми опорами уложены закладные продольные блоки длиной 6 м у торцов блоков перекрытия, а над перекрытием с низовой стороны установлены карнизные упорные блоки той же длины для поддержания низа амортизирующей отсыпки.

Продольный непрерывный дренаж принят застенным из труб диаметром 50 см при сборных верховых опорах и

в виде продольных лотков, проходящих через отверстия в поперечных стенах, при сборно-монолитных верховых опорах.

На косогорном участке длиной 1 км одной горной дороги Советского Союза сооружены пять сборно-монолитных белочных галерей с длинами 180,252,102,104 и 66 м, однотипная конструкция которых представлена на рис. I7-28.

Габарит галерей принят Г-7,6, одинаковым для их участков, расположенных на прямой или на кривой в плане /Г-7 плюс 0,6 м уширения по СНиП II-Д.5-62 при радиусе кривой в плане R= 250 м/

С верховой стороны /см.рис. I7/ предусмотрен служебный тротуар шириной 1 м, под съемными железобетонными плитами которого расположена оросительная канава /продольный канал/ с расчетным расходом 0,4 $м^3/с$. С низовой стороны предусмотрена полоска безопасности шириной 0,4 м. Минимальная высота транспортной зоны галереи под перекрытием 5 м.

На прямолинейных в плане участках гелереи проезжая часть имеет двухскатный поперечный профиль /см.рис. I7/ а на криволинейных участках устроен вираж с односкатным поперечным профилем. Галереи расположены на продольном уклоне /см. рис. I8 и I9/. Разбивка перекрытия и опор галереи на секции длиной 6 м показана на рис. I8-2I.

Сборное перекрытие из обычного железобетона состоит из Т-образных бездиафрагменных блоков длиной I0,7 м высотой 85 см с шириной плиты I22 см /см.рис. I7-2I/.

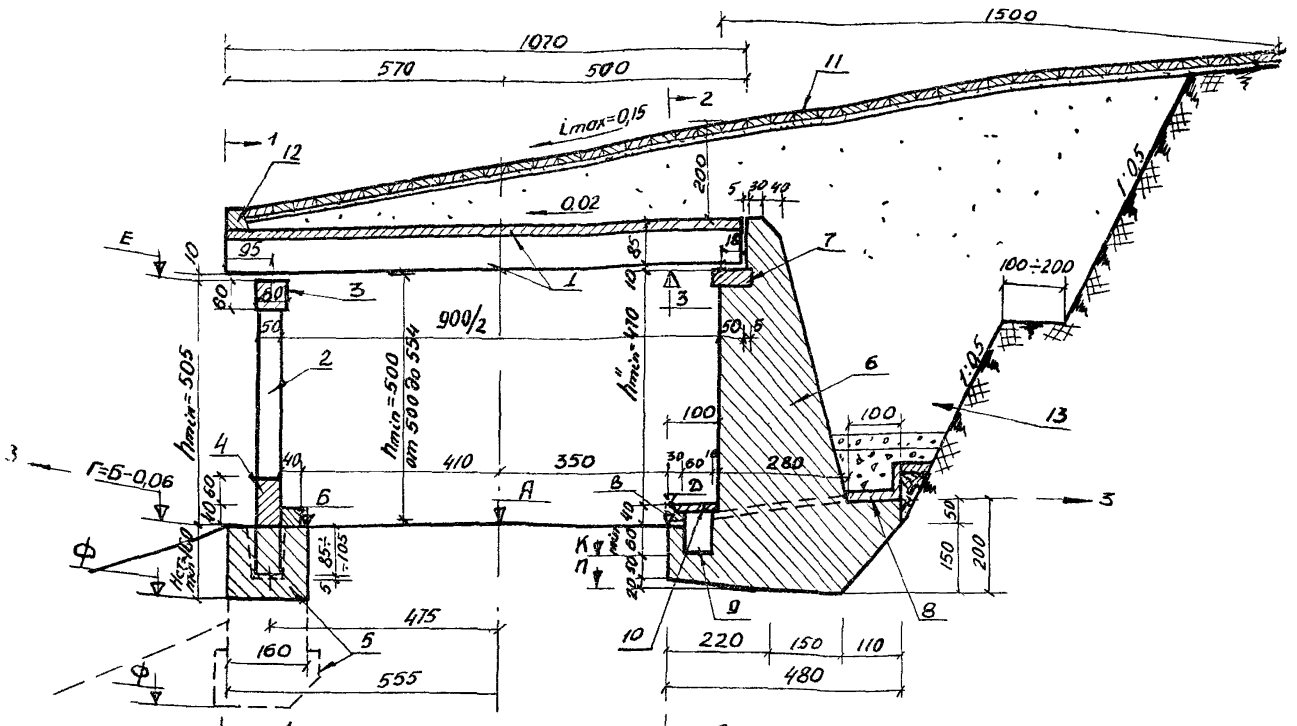


Рис.17 Поперечный разрез участка галереи,расположенного на прямой в плане: 1-Т-образный ж.б.блок перекрытия;2-ж.б.стойка сечением 50х50 см; 3-ж.б.двухконсольная насадка;4-бетонный парапет между стойками; 5-бетонный фундамент-низовая подпорная стена;6-верховая опора галереи-верховая бетонная стена;7-ж.б.опорная подушка;8-дренажный лоток;9-оросительная канава;10-ж.б.плита;11-укрепление бетонными плитами 49х49х8 см на гравии h =10 см по всей длине галереи на ширину 25 м; 12-карниз;13-засыпка

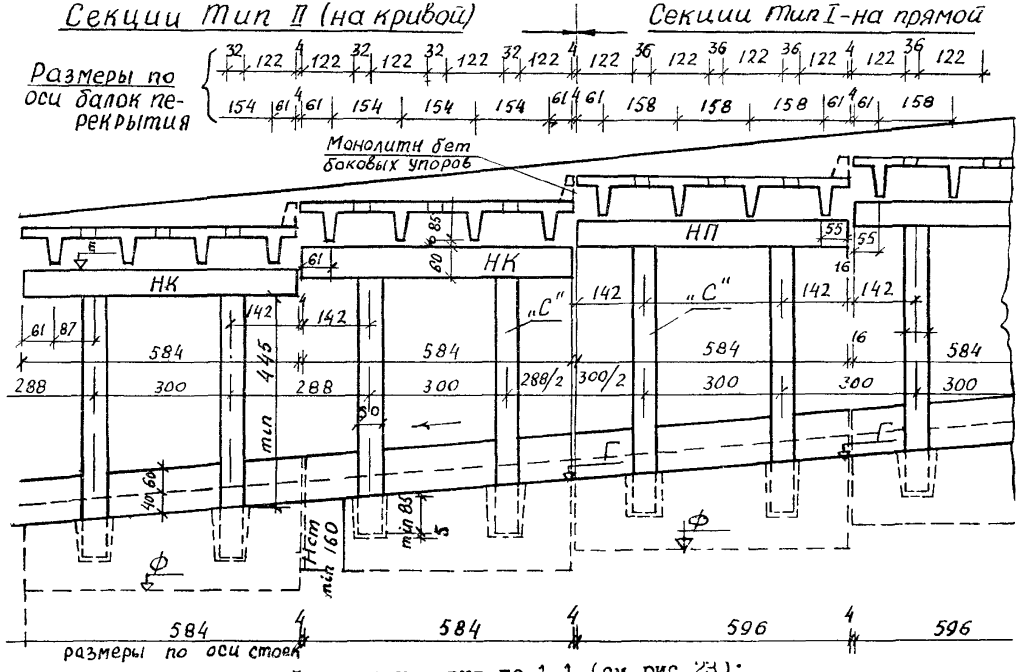


Рис.I8. Фасад секций галереи - вид по 1-1 (см.рис.23):
НК-насадка на кризой в плане; НП-насадка на прямой в плане

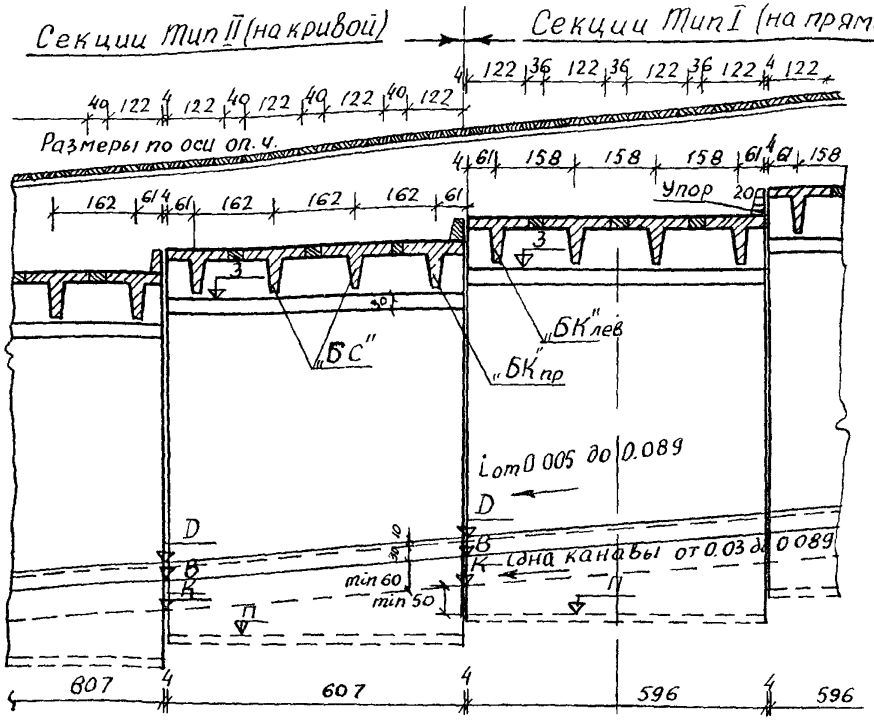


Рис. 19. Продольный разрез галереи по 2 - 2

/ см. рис. 23 /:

БС - средние в пределах секции блоки перекрытия;

БК лев - крайний блок перекрытия в левом конце секции

БК пр - то же, в правом конце секции

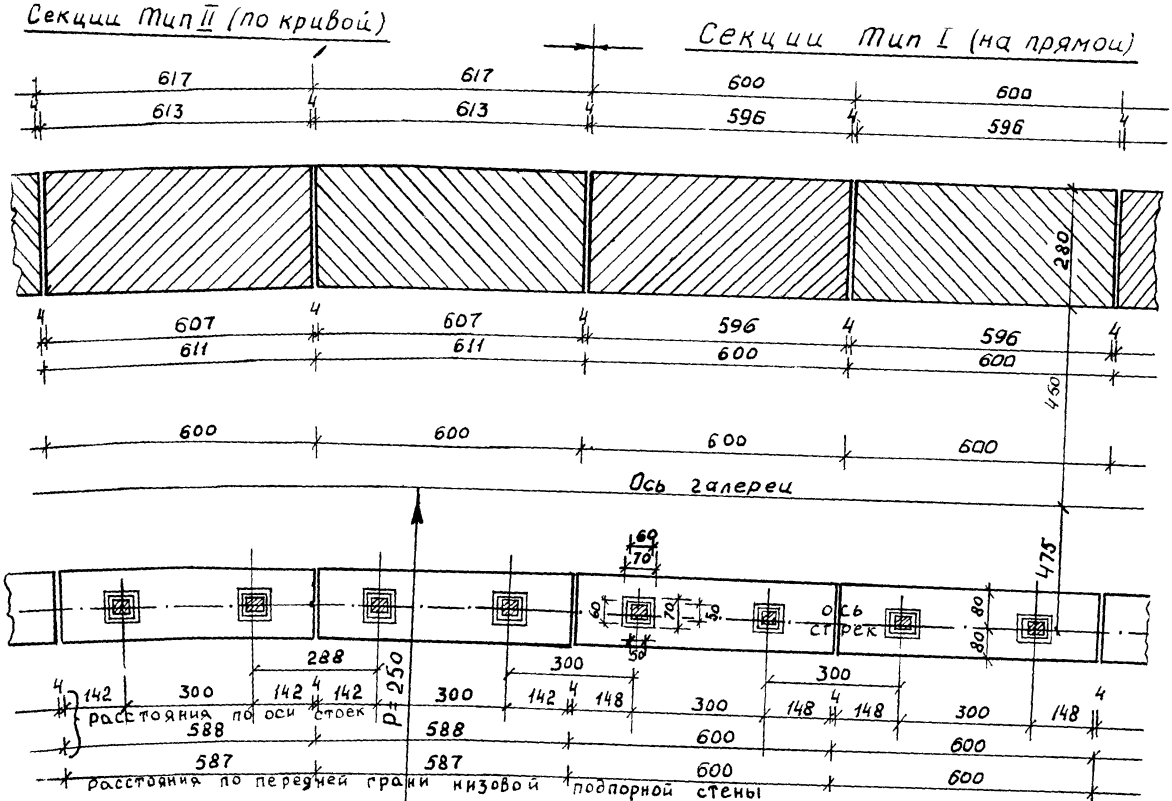
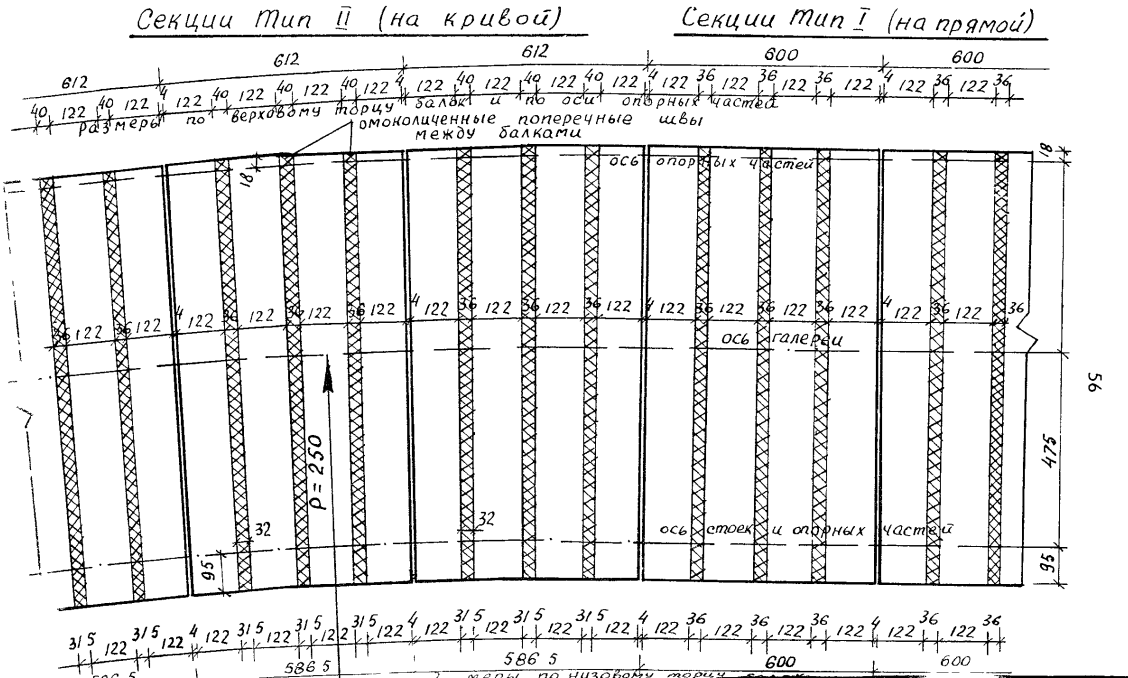


Рис.20. План - разрез галереи по 3-3 (см.рис.17)


Секции Тип II (на кривой)
Секции Тип I (на прямой)
612
612
612
600
600
размеры по верховому торцу балок и по оси опорных частей
омоноличенные поперечные швы между балками
ось опорных частей
ось галереи
ось стоек и опорных частей
P = 250
18
475
95
32
586 5
600
600

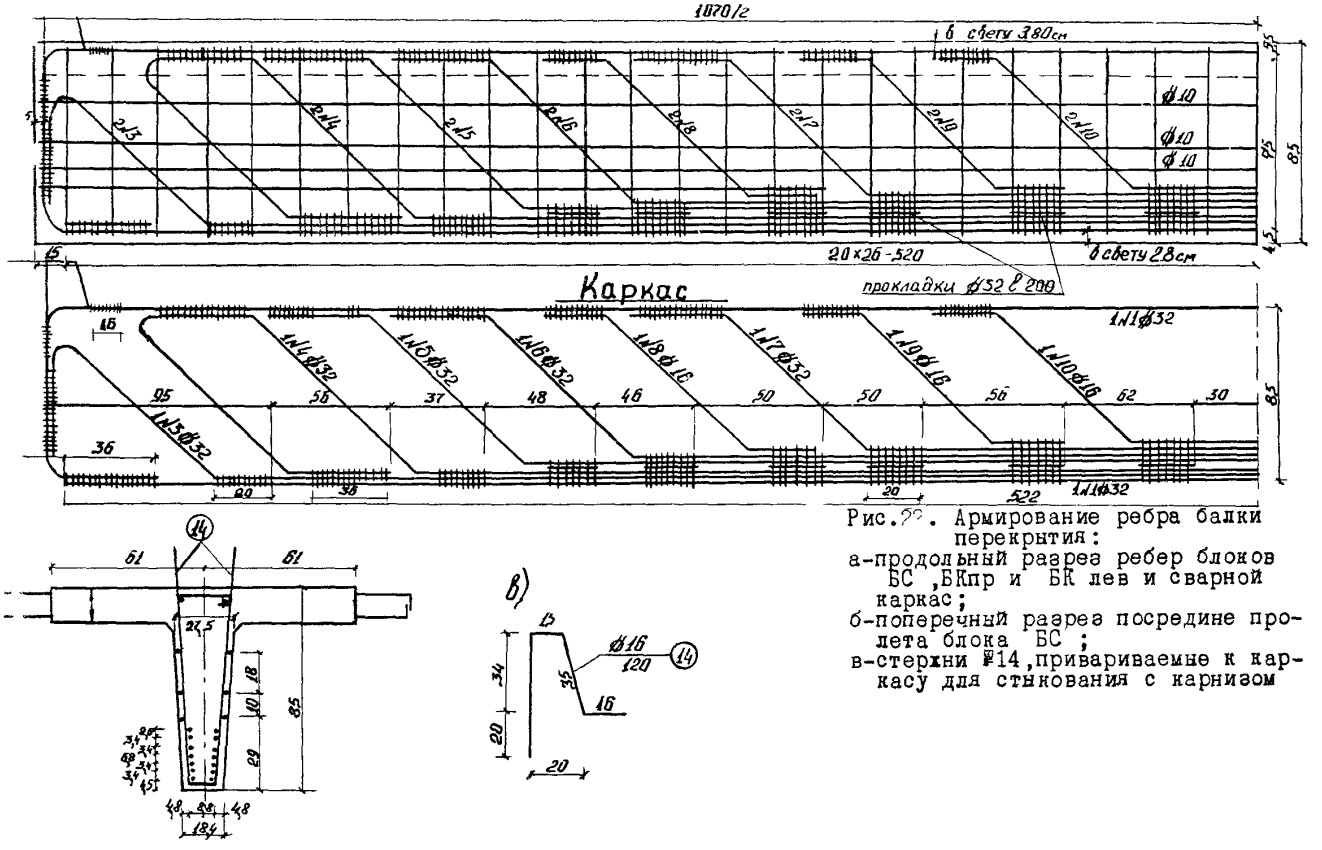


Рис. 2?. Армирование ребра балки перекрытия:
а-продольный разрез ребер блоков БС ,БКпр и БК лев и сварной каркас;
б-поперечный разрез посредине пролета блока БС ;
в-стержни ₹14 ,привариваемые к каркасу для стыкования с карнизом

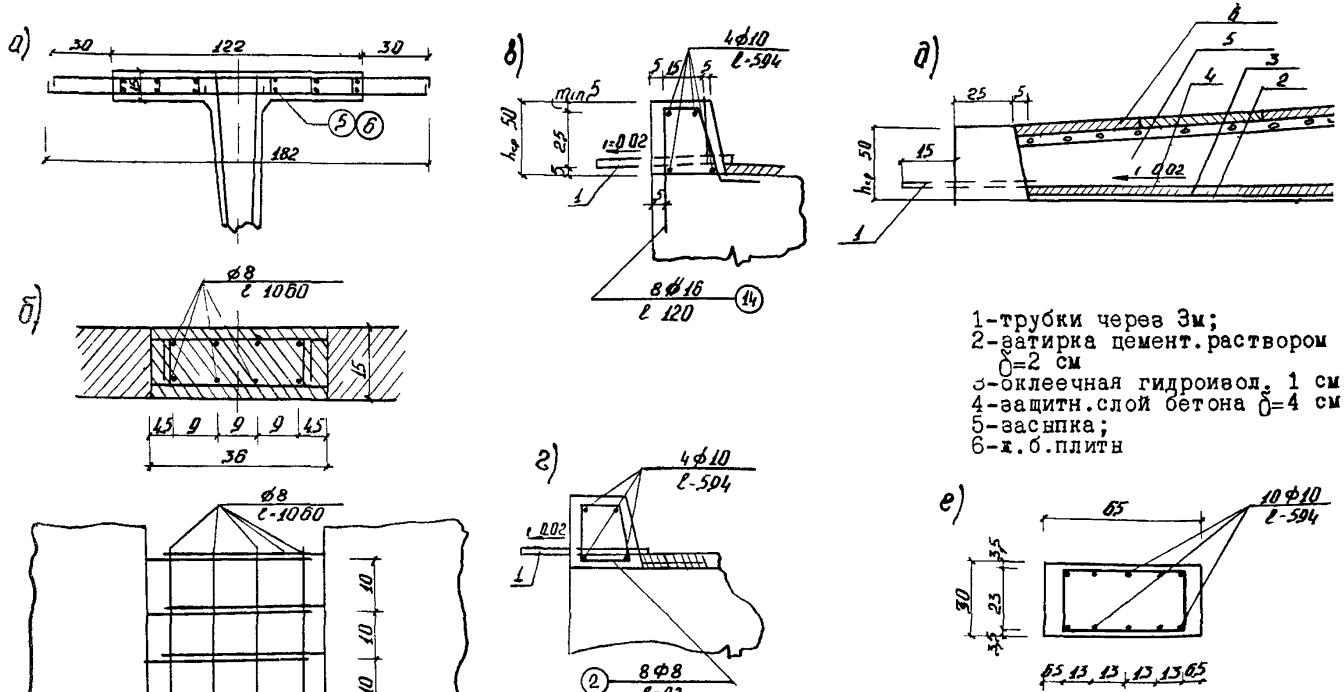


Рис.93. Армирование плит блоков перекрытия БС ,карниза и опорной подушки над верховой стеной и укладка гидроизоляции над блоками перекрытия: а-армирование плиты блоков БС';б-стык плит блоков перекрытия;в-сечение карниза у арматурных выпусков №14 (см.рис.);г-сечение карниза между арматурными выпусками №14;д-укладка гидроизоляции;е-поперечное сечение опорной подушки

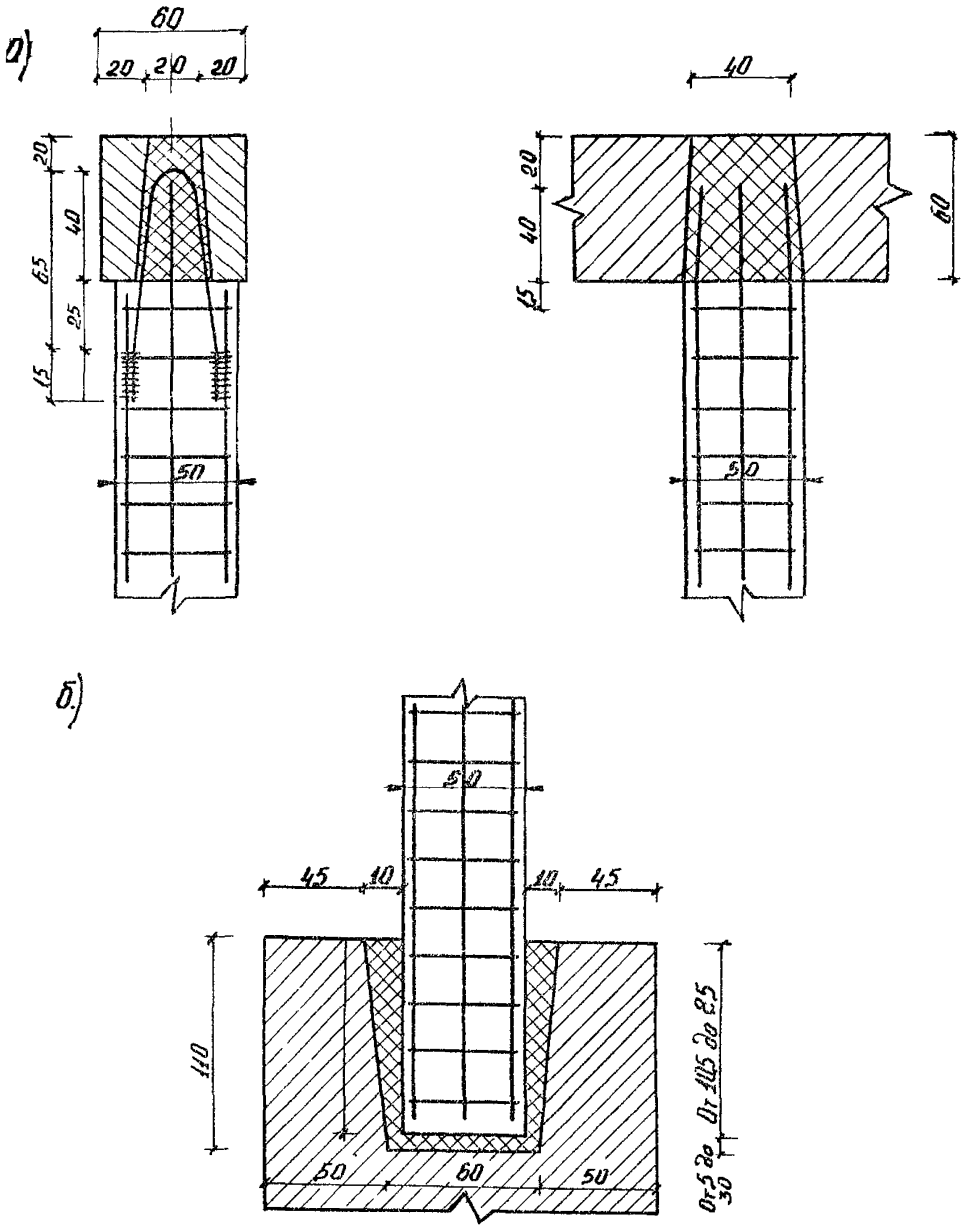


Рис. 24. Армирование стойки /блок С /:
а – стык стойки с насадкой;
б – стык стойки с фундаментом

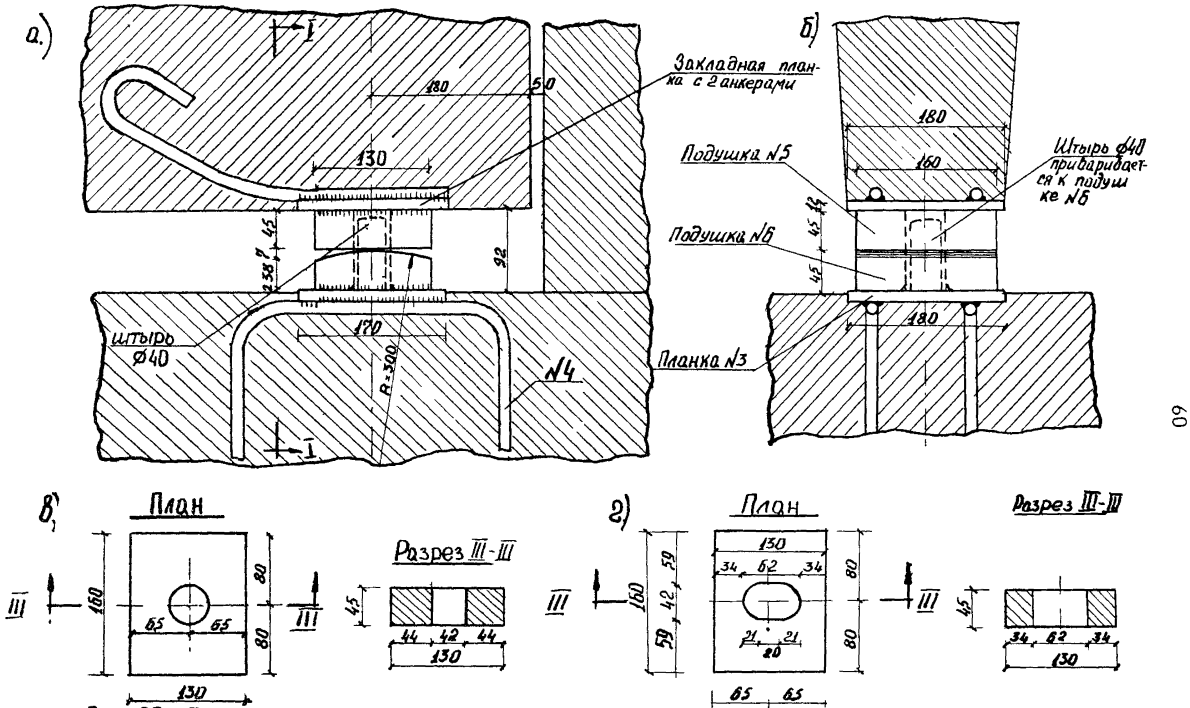


Рис.25. Конструкция стальных опорных частей:
а-фасад; б-разрез 1-1; в-подушка №5 для неподвижной опорной части;

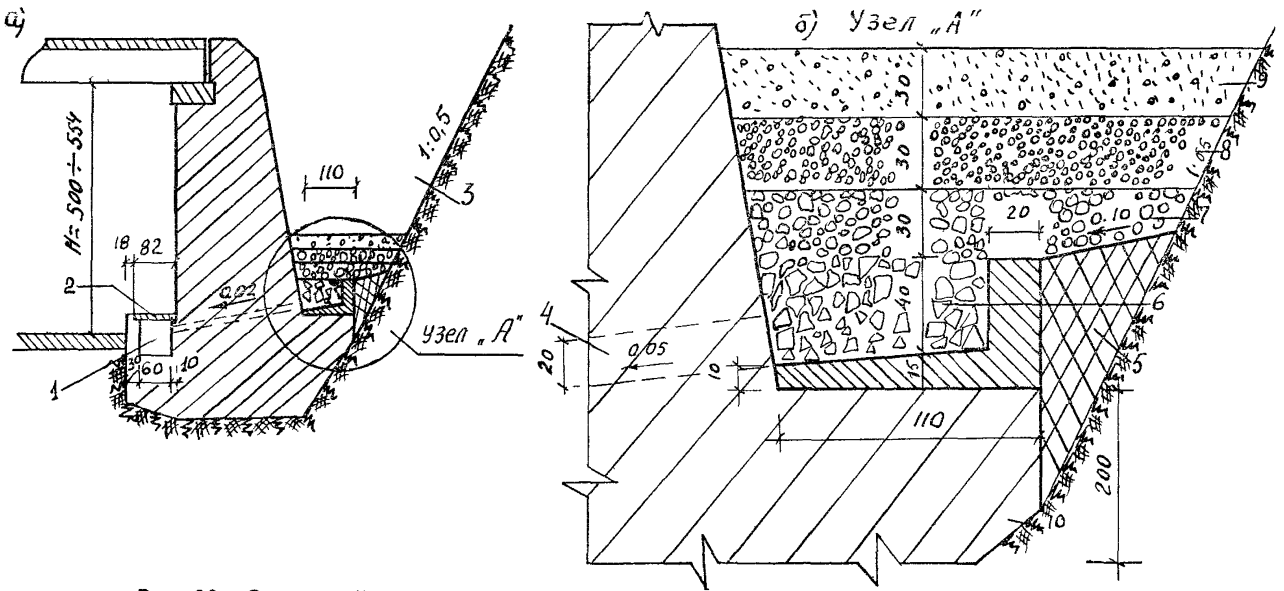


Рис.26. Застенный дренаж:
а-поперечный разрез; б-узел А ;
1-оросительная канава;2-плиты перекрытия канавы;3-засыпка;
4-дренажный канал 20х20 см;5-жирная глина;6-рваный камень;
7-крупный гравий;8-мелкий гравий;9-песок;10-фундамент
верховой стены

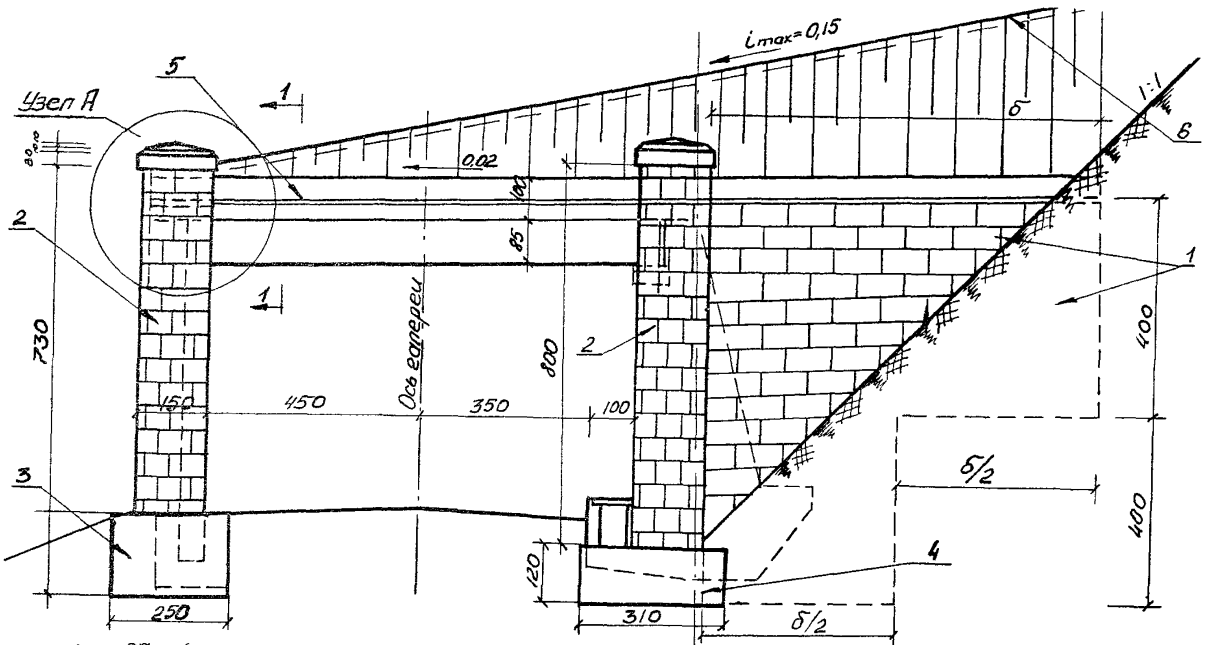


Рис.27. Фасад портала галереи:
1-портальная фасадная бетонная стена толщиной 100 см;2-бетонная колонна сечением 100х150 см;3-подколонный бетонный фундамент сечением 250х150 см; 4-то же, сечением 310х150 см;5-бетонный парапет-карниз;6-укрепление бе-

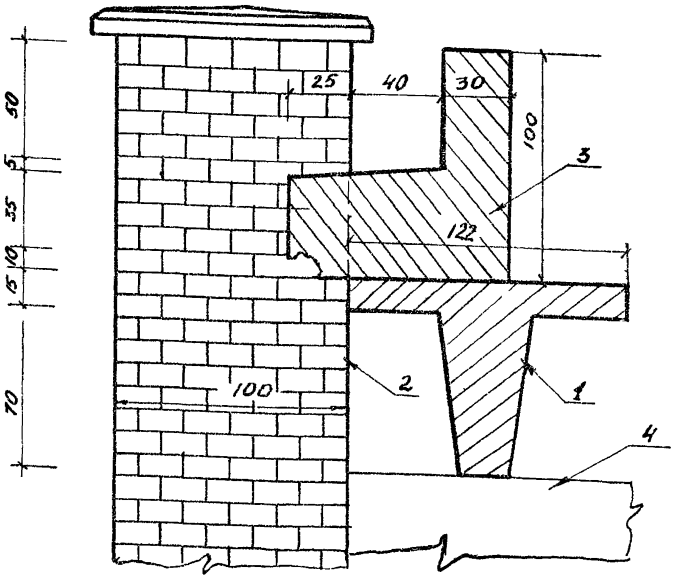


Рис. 28. Вид по I - I на узел А, показанный на рис.37:
1 - крайняя /предпортальная/ балка перекрытия;
2 - бетонная колонна сечением 100x150 см с рустовкой ее цементной штукатурки; 3 - бетонный парапет-карниз; 4 - двухконсольная насадка-ригель низовой опоры галереи

В пределах каждой 6-метровой секции устанавливаются четыре блока - два средних БС и два крайних $БК_{пр}$ $БК_{лев}$ /см.рис. 18 и [9]/

Плиты средних блоков имеют арматурные выпуски с двух сторон /см. рис.23,а/, а плиты крайних блоков - с одной стороны.

На прямой в плане блоки перекрытия укладываются парал лельно друг другу с зазором 36 см. На кривой в плане предусмотрено веерное расположение блоков с зазором 32 см у их низового и 40 см у их верхового торца /см. рис.2I/. Стыкование блоков осуществляется путем бетонирования на месте зазоров с арматурными выпусками /см.рис.23/.

Ребра блоков перекрытия армированы двумя плоскими сварными арматурными каркасами с замкнутыми хомутами, объемлющими оба каркаса /см. рис.22/.

К верхним стержням каждого каркаса привариваются арматурные выпуски-стержни №I4 для стыкования сборного перекрытия с бетонируемым на месте карнизом, служащим упором для низа амортизирующей отсыпки /см. рис. 22,23,I7/

К выпускам стержней №I4 привязывается арматура карниза. Минимальная высота карниза 35 см. Бетон верха карниза укладывается с наклоном, равным продольному уклону галереи /см. рис. I8/.

При изготовлении блоков перекрытия одновременно должны быть установлены верхние стальные подушки опорных частей на расстояниях 95 см от низового и I8 см от верхового конца блока.

Блоки перекрытия укладываются с поперечным в низовую сторону уклоном в 2%. Детали оклеечной гидроизоляции, укладываемой поверх перекрытия, показаны на рис. 23,д.

Низовая опора /см. рис. I7;I8;20;2I;24 / принята в виде продольного ряда железобетонных стоек марки С , устанавливаемых с шагом в 3 м на прямой и попеременно через 3 и 2,88 м на кривой в плане /см. рис.20/. Стойки объ-

единены поверху железобетонной насадкой сечением 60х60 см в виде двухконсольной балки с пролетом 3 м. Насадки приняты двух марок /см.рис. I8/: НП - на прямой в плане /длиной 5,96 м/ и НК - на кривой в плане /длиной 5,84 м/.

Насадка армируется сварными арматурными каркасами

При изготовлении насадки по ее продольной оси устанавливаются анкера с приваренными к ним планками подвижных опорных частей. На рис. 32 пунктиром показано расположены блоков перекрытия и опорных частей, размеры между которыми обозначены: без скобок на прямых участках галереи, в скобках - на криволинейных в плане.

Армирование стойки и ее стыки с фундаментом и насадкой представлены на рис. 24.

Между стойками понизу вдоль галереи поставлен бетонный парапет сечением I00х50 см с верхней гранью, имеющей уклон, равный продольному уклону галереи /см.рис.I7,I8/.

Стойки низовой опоры опираются на монолитный фундамент из неармированного бетона, имеющий вдоль галереи наклонный верх и ступенчатую подошву /см.рис.I7;I8/.

На отдельных участках в соответствии с рельефом косогора фундамент представляет собой низовую подпорную стену переменной высоты.

Верховая опора выполнена в виде монолитной подпорной стены из неармированного бетона /см.рис. I7,I9/. с железобетонной опорной подушкой поверху, армирование

которой показано на рис. 23.

Фундамент низовой опоры, как и верховой, имеет вдоль галереи наклонный верх и ступенчатую подошву.

Опорные части /рис. 25/ приняты стальными тангенциального типа. С учетом сейсмичности района конструкция подвижной и неподвижной опорной части принята одинаковой /со штырем/ за исключением верхней подушки 1-5, имеющей в неподвижной опорной части круглое отверстие для штыря а в подвижной - овальное отверстие с удлиненной осью овала вдоль балки перекрытия.

Неподвижная опорная часть устанавливается на верхнюю опоре, подвижная - на низовой.

Непрерывный продольный застенный дренаж устроен по низу нагорной грани верховой опоры на уголковом железобетонном лотке, уложенном на обрез фундамента /рис. 26/.

Через поперечные сквозные дренажные отверстия сечением 20х20 см, расположенные в верховой опоре через 2 м, воду сбрасывают в продольную оросительную канаву /лоток под тротуаром/, разгружая застенный продольный дренаж.

Амортизирующая отсыпка поверху укреплена бетонными плитами на гравийном основании по всей длине галереи на ширину 25 м /см.рис.17/.

Вход в галерею оформлен двумя декоративными колоннами сечением 100х150 см и портальной - фасадной стеной, поставленной перпендикулярно оси галереи /см.рис. 27 и 2

Над крайней балкой перекрытия и портальной стеной установлен карниз уголкового поперечного сечения высотой

Карниз, колонны и стена с их фундаментами выполнены из монолитного бетона марки 200.

Наружная поверхность портальной стены и колонн покрыта цементной штукатуркой с рустовкой /образованием в штукатурке полосок в виде вертикальных и горизонтальных швов/.

Балочно-консольные галереи, однотипная конструкция которых показана на рис. 29 и 30, возведены на нескольких участках двух высокогорных дорог по проекту Тбилисского филиала ГПИ Союздорпроект.

Несущая конструкция сборной галереи состоит из трех типов крупных железобетонных блоков: верховой и низовой опор и перекрытия. Вес блоков с округлением составляет: перекрытия и верховой опоры по 10 т, низовой опоры – 7 т.

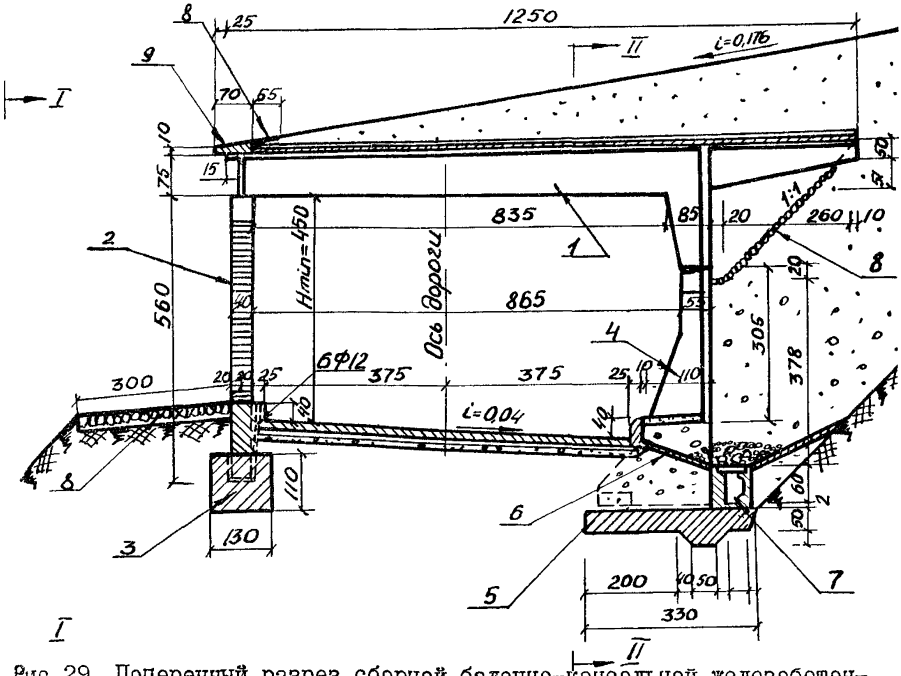


Рис.29. Поперечный разрез сборной балочно-консольной железобетонной галереи: I–ж.б. одноконсольный Т-образный блок перекрытия; 2–ж.б. сквозные блоки низовой опоры; 3–бетон фундамента низовой опоры; 4–ж.б. контрфорсные блоки верховой опоры; 5–бетон фундамента верховой опоры; 6–водонепроницаемый экран из тощего бетона = 10 см; 7–лоток застенного дренажа; 8–одиночное мощение на цементном растворе; 9–армированный бетон карниза; 10–выравнивающий слой цементного раствора = 2 см, гидроизоляция = 1см и защитный слой бетона = 5 см; 11–распорка между низом блоков верховой опоры; 12–консоль ребра блока перекрытия

Блок перекрытия общей длиной 12,5 м представляет собой однокон-сольную балку Т-образного поперечного сечения с длиной консоли 2,6 м. Ребро блока перекрытия над низовой опорой имеет высоту 0,75 м, а над верховой /вместе с выступом-зубом ребра/ – 2,45 м. Зуб служит для сопряжения ребра блока перекрытия с контрфорсным ребром блока верховой опоры.

Каждые два блока перекрытия, имеющие плиту шириной 1,48 и укладываемые с зазором в 2 см, опираются одним концом на один блок низовой опоры и своими выступами-зубьями на один блок верховой опоры. Блоки опор вдоль галереи имеют длину 2,98 м.

Для устойчивости блоки перекрытия в местах их опирания на опоры имеют укороченные диафрагмы, ширина которых меньше ширины плиты блоков.

Каждый сквозной блок низовой опоры состоит из четырех раскосов, связанных в верхней части общим ригелем, а в нижней – распоркой прямоугольного сечения. Ниже распорки блок имеет два вертикальных зуба-выступа, входящих в гнезда фундамента.

Каждый блок верховой опоры состоит из двух уширяющихся книзу ребер-контрфорсов высотой 4,58 м, объединенных поверху по высоте 3,05 м вертикальной плитой шириной 2,98 м, а понизу-горизонтальной распоркой прямоугольного сечения. Блоки верховых опор устанавливаются на фундаментную подушку, верхняя поверхность которой предварительно выравнивается цементным раствором толщиной 2 см. Подушка понизу имеет зуб, предотвращающий сдвиг верховой опоры в низовую сторону под действием бокового давления грунта

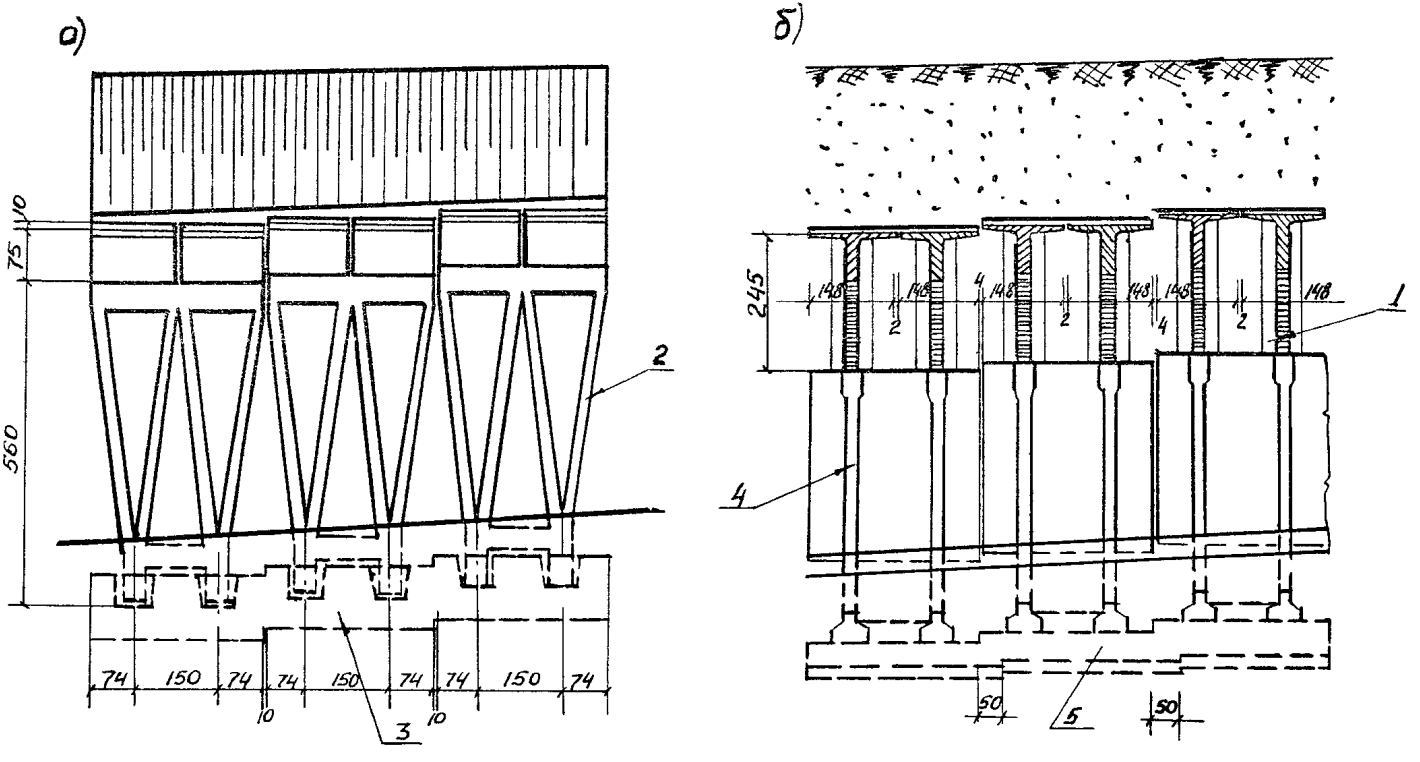


Рис.30. Фасад - вид по 1-1 и разрез по II-II галереи, показанной на рис.41:
а-фасад; б-разрез по II-II

косогора и застенной засыпки.

Консоль блока перекрытия уменьшает изгибающий момент посредине пролета ребра блока, боковое давление застенной засыпки на верховую опору и кубатуру засыпки под консолью.

Фундаменты опор выполнены из монолитного бетона.

В продольный лоток застенного дренажа поступает вода из застенной засыпки, а также с проезжей части галереи между контрфорсными ребрами блока верховой опоры под его вертикальной продольной плитой по волнистому наклонному экрану из бетона толщиной 10 см /см.рис. 29/.

Схемы транспортировки и складирования блоков показаны на рис. 31. Схема установки блоков опор и перекрыт привязана на рис. 32.

Достаточно сложная конфигурация блоков потребовала устройства на полигоне специальных плазов и комплектов сборно-разборной опалубки.

Подробнее организация работ по сооружению лотково-консольной галереи освещена в учебном пособии [II]

§5. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ СНЕЖНОГО ПОКРОВА И ЛАВИН

А. Определение глубины снежного потока в лавине / расчетной толщины лавин /

Расчет параметров снежного покрова и лавин /толщины и скорости их движения / и расчет снеголавинных нагрузок при проектировании галерей производится в соответствии с "Указаниями по расчету снеголавинных нагрузок при

проектировании сооружений - ВСН 02-73" /Гидрометеоиздат, 1973 /, утвержденных Главгидрометслужбой, МПС СССР, Минтрансстроем СССР, Минавтодором РСФСР и согласованных с Госстроем СССР.

Максимальная высота снежного покрова в местах зарождения лавин определяется непосредственными наблюдениями, методика и организация которых описаны в "Руководстве по снеголавинным работам" [I].

Обеспеченность максимальной высоты снежного покрова принимается равной 1,2 и 5% в зависимости от класса сооружения. Для галерей на автомобильных дорогах принимается 1%.

Измерения высоты снежного покрова производятся снегомерными экспедициями главного управления гидрометеорологической службы при Совете Министров СССР / Главгидрометслужбы / по его автономному плану или по заказу организаций, проектирующих автомобильную дорогу.

Наблюдения за снежным покровом и измерения его высоты производятся на стационарных площадках вблизи снегосборного /лавиносборного/ бассейна или непосредственно в его пределах, в частности в зоне предполагаемого отрыва лавин.

Места установки снегомерных реек для определения высоты снега в снегосборных бассейнах выбираются с таким расчетом, чтобы можно было получить наглядную картину накопления снега во всех частях снегосборных воронок / тальвег, низ, верх и склоны различных экспозиций /.

В каждой воронке устанавливается от 5-6 до 10-12

специальных постоянных реек, прикрепляемых болтами к обетонированным металлическим сваям. Можно применять специальные металлические снегомерные рейки с визуальным отсчетом с вертолетов.

Установка реек производится осенью до образования снежного покрова.

В логах небольшой протяженности и эрозионных врезах /бороздах/ рейки устанавливаются по одной-две в верхней и средней части лога.

В снегосборных бассейнах значительных размеров необходимо проводить наблюдения за нарастанием высоты снежного покрова в большом числе пунктов, располагающихся по всей площади снегосборного бассейна, в частности в зоне предполагаемого отрыва лавин.

При непродолжительном периоде этих наблюдений максимальная высота снежного покрова оценивается приблизительно по формуле

$$h_o = \frac{h_{макс}}{\overline{h}_{макс}} \left[h_{ст} + \frac{\Delta h}{\Delta H} (H_{\infty} - H_{ст}) \right],$$

где $h_{макс}$ -наибольшая из наблюденных максимальных высот снежного покрова, измеренных по вертикали, м;

$\overline{h}_{макс}$ -средняя максимальная высота снежного покрова по этим же наблюдениям, м;

$h_{ст}$ -максимальная высота снежного покрова заданной обеспеченности на ближайшей репрезентативной /представительной/ метеостанции с

периодом наблюдений более IO лет, м;

Δh – средняя разность высоты снежного покрова /найденная по данным наблюдений за период, больший IO лет/ на метеостанциях, находящихся в данном районе на различных абсолютных высотах H_I и H_2 /$\Delta H = H_I - H_2$/, м;

H_x – абсолютная средняя высота того участка снегосборного бассейна, на котором проводились непродолжительные наблюдения, м;

$H_{ст}$ – абсолютная высота ближайшей репрезентативной метеостанции, м.

Величину $\frac{\Delta h}{\Delta H}$ следует уточнять в зависимости от экспозиции склонов по данным полевых наблюдений, учитывая при том, что ее значение может быть разным для различных высотных зон и лет наблюдений.

Как указывалось в § 2, глубина снежного потока в лавине $H_л$ (расчетная толщина лавины по вертикали) при недостаточности сведений об этой величине в материалах изысканий принимается а/ для непылевидных лавин $H_л = 3h_o$; б/ для пылевидных лавин $H_л = 5h_o$.

При непродолжительном периоде полевых наблюдений высоты снежного покрова в районах южного склона Главного Кавказского хребта может быть приближенно определена по графикам [I2].

Б. Определение скорости движения и дальности выброса лавин

По топографической карте строят продольный профиль ла-

винного очага /траектории движения лавины/ от предполагаемого места отрыва лавины в снегосборном бассейне до подножия склона /дна долины/, т.е. до предполагаемого положения конуса выноса лавины /рис.33/.

Продольный профиль строится по главному логу лавиносброса и далее по средней линии лавинного лотка до подошвы лавиноносного склона.

Расчет скорости движения пылевидной лавины и дальности ее пути выполняется в зависимости от продольного профиля склона.

Если профиль склона удовлетворительно аппроксимируется вплоть до его подножия /дна лавины/ прямой линией /линия АБ на рис.33,а/, скорость лавины в м/с в подножии склона определяется по формуле

$$v = \sqrt{\frac{aS}{2}},$$

где $a = 9{,}8(\sin\alpha - f\cos\alpha)$ в $м/с^2$ - ускорение равноускоренного движения лавины;

f - коэффициент трения лавины о склон, принимаемый равным 0,25 для скальных, снежноледяных и травяных гладких поверхностей склона и 0,3-для всех остальных поверхностей;

α - угол наклона прямой линии, аппроксимирующей склон, град. ;

S - длина прямой линии, аппроксимирующей склон, м.

Примечание: Для определения скорости v в точке А в примыкании верха амортизирующей отсыпки к склону

/см.рис.II/ расстояние S принимается по аппроксимирующей линии до этой точки.

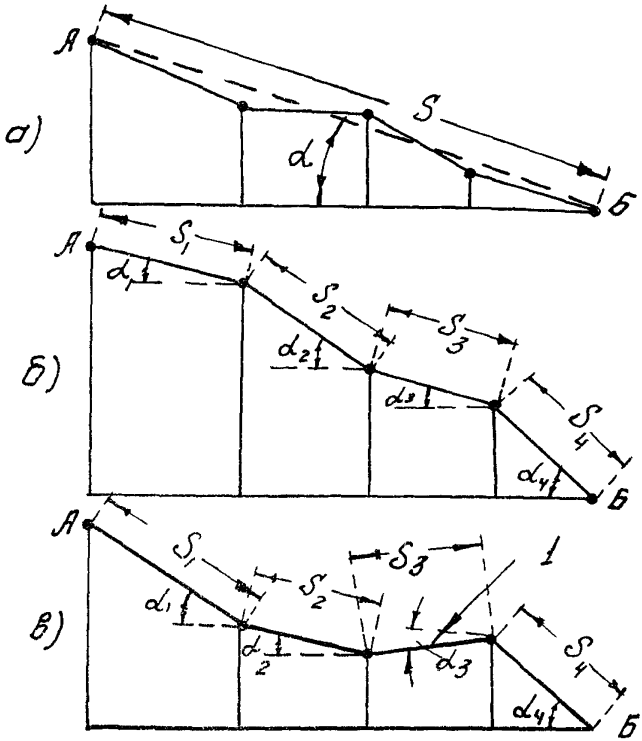


Рис. 31. Продольные профили лавинных очагов /траекторий движения лавин/:
а-склон аппроксимированный прямой АБ;
б-без участков с обратными уклонами;
в-с участком обратного уклона;
А-предлагаемая линия отрыва лавины в снегосборном бассейне; Б-подножие склона /дно долины/;
I-участок с обратных уклоном

В случае более сложного профиля склона, когда он удовлетворительно не аппроксимируется прямой линией /см.рис. 31,б и в/, склон разбивается на отдельные участки с постоянными углами наклона α .

Для первого участка скорость в м/с в его нижнем конце определяется по формуле

$$v_1 = \sqrt{\frac{a_1 S_1}{2}} ,$$

где $a_1 = g,8(\sin\alpha_1 - f\cos\alpha_1)$ в $м/с^2$;

α_1 - угол наклона первого участка, град.

Скорость в конце каждого последующего участка определяется в зависимости от конечной скорости на предыдущем участке по формуле

$$v = \sqrt{\frac{a(S_o+S)}{2} + \left(\frac{S_o}{S_o+S}\right)^3 \left(v_o^2 \cos^2\Delta\alpha - \frac{aS_o}{2}\right)}$$

где S_o - сумма длин предыдущих участков пути лавины в м / для первого участка $S_o = 0$;

для второго - $S_o = S_1$ и т.д./;

$a = 9,8(\sin\alpha - f\cos\alpha)$ в $м/с^2$ - ускорение для данного участка, при движении лавины по участку с обратным уклоном /участок 3 на рис. 45, в/ его угол наклона считается отрицательным;

S - длина данного участка пути, м;

v_o - скорость лавины в конце предыдущего участка пути м/с ;

$\Delta\alpha$ - разность между углами наклона предыдущего и данного участков пути, град.

Расчет скорости лавины производится до того участка ее пути, на котором подкоренное выражение в формуле для

определения скорости v становится отрицательным /за счет величины ускорения a/. На этом отрезке следует определить расстояние, на котором лавина останавливается и формируется снежный конус выноса /рис. 32/ по формуле

$$S_{\infty} = S'_{\infty} + 0{,}25\frac{F_{c\delta}}{B_к},$$

где $S'_{\infty} = S_0\left(\sqrt[4]{1 - \frac{2v_0^2 \cos^2 \Delta\alpha}{a S_0}} - 1\right)$;

S_{∞} - дальность пути лавины на участке конуса выноса, м:,

$F_{c\delta}$ - площадь зоны обрыва лавины, отвещающая случаю схода лавины максимального объема, $м^2$;

$B_к$ - максимальная ширина конуса выноса лавин, выраженного в ландшафте l, м.

Площадь $F_{c\delta}$ определяется по топографическому плану авинного очага как площадь зоны отрыва лавин до начала выраженного пути схода /транзитной зоны/. Полученная величина делится на косинус среднего угла наклона снегосборной площади. За зону отрыва лавин принимается площадь лавинного снегосбора как водосбор без участков с углом наклона более 60^0 и залесенных /покрытых кустарником и лесом, устойчивых к сходу лавин/ участков. Для полностью скальных снегосборов их площадь определяется суммированием площадей отдельных участков скальной поверхности с углом наклона менее 60^0. Если снегосбор состоит из нескольких обособленных воронок /эрозионных врезов/, величина $F_{c\delta}$ определяется для наибольшей из них.

Величина $B_к$ определяется по геоморфологическим и

ботаническим признакам на участке свободного /не стесненного лавинным руслом /растекания лавинного снега в стороны в зоне его отложения.

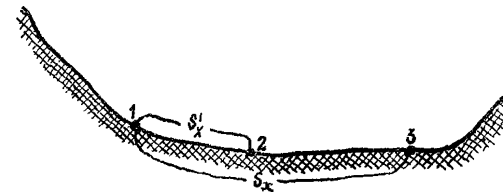


Рис. 32. Схема для расчета дальности пути лавины.

Если лавина останавливается в узких эрозионных врезах или ее конус выноса никак не выражен на поверхности склона и дно долины, то принимается, что $S_{\infty} = S'_{\infty}$.

Для облегчения расчетов скорости ϑ в конце каждого участка и величины S'_{∞} служит номограмма на рис. 47, пользование которой производится в следующей последовательности.

Для каждого участка пути вычисляются величины a и S_o. Точка $S = 0$ горизонтальной оси соединяется прямой со значением a_1 на вертикальной оси. На оси S справа налево откладывается величина S_1 . Пересечение ординаты, проведенной из левой точки отрезка S_1, с полученной пря-

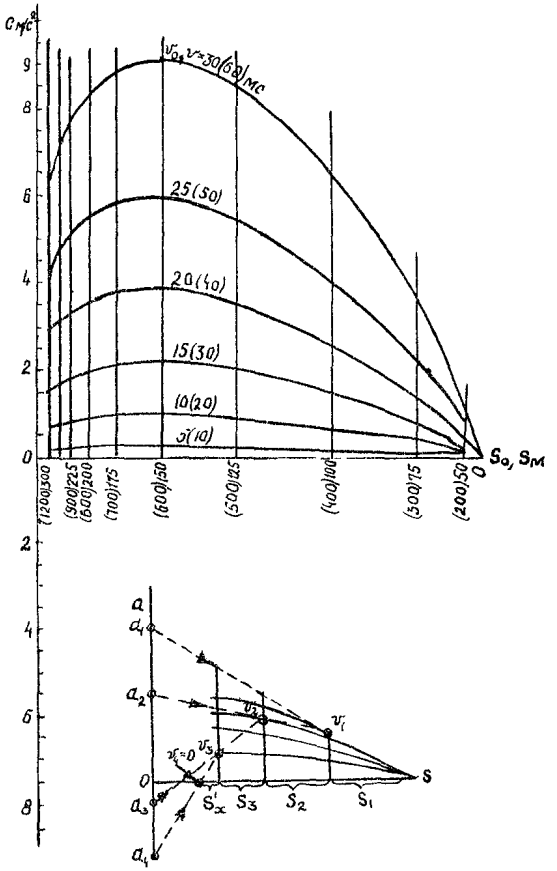


Рис. 33. Номограмма для определения скорости лавины v и дальности ее пути

мой даст значение конечной скорости для первого участка, которое прочитывается по изолиниям v . Полученная точка со значением скорости v_1 соединяется прямой со значением a_2, которая на пересечении с ординатой, проведенной из левой точки отрезка $S_o + S_2$ горизонтальной оси дает значение v_2 . Определение величин v для последующих участков аналогично.

Горизонтальная ось S является также линией со значением $v = 0$. Пересечение прямой, соединяющей какие-то точки v_i и a_{1+i}, дает значение $v_{1+i} = 0$, которое на горизонтальной оси отсекает отрезок пути лавины S'_{∞}, находящийся между отрезком $S_o + S_i$ и точкой $v_{i+1} = 0$. Масштаб оси S можно менять. При увеличении S в n раз значения изололиний скорости увеличиваются в $\sqrt{n}$ раз.

При значении разности углов двух смежных участков пути $\Delta\alpha > 2^\circ$ полученное значение конечной скорости для предыдущего участка следует уменьшить умножением этого значения на $\cos\Delta\alpha$; новое значение откладывается на этой же ординате.

Пример вычислений v и S'_{∞} по номограмме

Дано: S_o = 200м, v_o = 17 м/с , f = 0,25.

Длины участков пути, их углы наклона и вычисленные по участкам величины a, S_o и $S_o + S$ приведены в табл. 9.

Ответ по номограмме рис. 47:

v_2 = 25,5 м/с ; v_3 = 21 м/с ; отрезок пути S'_{∞} = 60м.

Таблица 9

Вычисленные значения a, S_0 и S_0+S

Номер участка пути	S м	α град	a м/с^2	S_0 м	S_0+S м
2	100	39	4,26	200	300
3	100	19	0,88	300	400
4	-I	-I	-2,63		

Если в материалах изысканий есть указание о сходе пылевидных лавин /или возможности их схода/, следует определить скорость и дальность пути пылевидного снега.

Скорость пылевидных лавин в м/с определяется приближенно по формуле

$$v=\sqrt{\frac{9,8 \sin \bar{\alpha}}{C}},$$

где $\bar{\alpha}$ - средний угол наклона лавиноопасного склона, град;

C - коэффициент в $\frac{I}{M}$, определяемый в зависимости от угла наклона склона м;

$\bar{\alpha}$ в градус	30 и менее	35	40	45 и более
C в $\frac{I}{M}$	0,00025	0,0004	0,00055	0,0006

За дальность пути пылевидной лавины по дну долины принимается длина участка основного склона, на котором возможен захват снега лавиной /без расчлененных участков/. Это расстояние откладывается от подножия склона по дну долины в направлении продольной оси лавинного очага.

§ 6. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ГАЛЕРЕИ

Действующие нормативные нагрузки /рис. 34/:

а/ равномерно распределенная вертикальная нагрузка от собственного веса перекрытия q_0, тс/м, например от веса Т - образных бездиафрагменных железобетонных блоков шириной С поверху /см.рис. 34, в/; I тс/м = 9,8I кН/м;

б/ трапецоидальная нагрузка от веса амортизирующей отсыпки с концевыми ординатами, тс/м^2; I тс/м^2 = 9,81 кН/м^2:

$$q_1 = h_1 \gamma_{от} \quad и \quad q_2 = h_2 \gamma_{от} .$$

где h_1 и h_2 - толщины отсыпки над точками опирания перекрытия на опоры, м;

$\gamma_{от}$ = I,7 - I,8 т/м^3 - объемная масса материала отсыпки;

в/ равномерно распределенная вертикальная нагрузка от веса лавинного снега в тс/м^2, определяемая по формуле

$$q = \gamma_л H_л ,$$

где Нл - расчетная толщина лавинного снега по вертикали м /см. выше § 5/;

$\gamma_л$ = 0,45 т/м^3 /для непылевидных лавин/ и 0,05 т/м^3 /для пылевидных лавин/;

г/ равномерно распределенная вертикальная нагрузка от удара снежной лавины в тс/м^2, определяемая по формуле

$$P_л = \frac{\gamma_л}{g} v^2 \sin^2 \beta ,$$

где $\gamma_л$ имеет прежнее значение, тс/м^3;

g = 9,8 м/с^2;

v - скорость движения лавины в момент удара, м/с /в точке А на рис. 34/, определяемая по формулам или номограмме, приведенным выше в § 5;

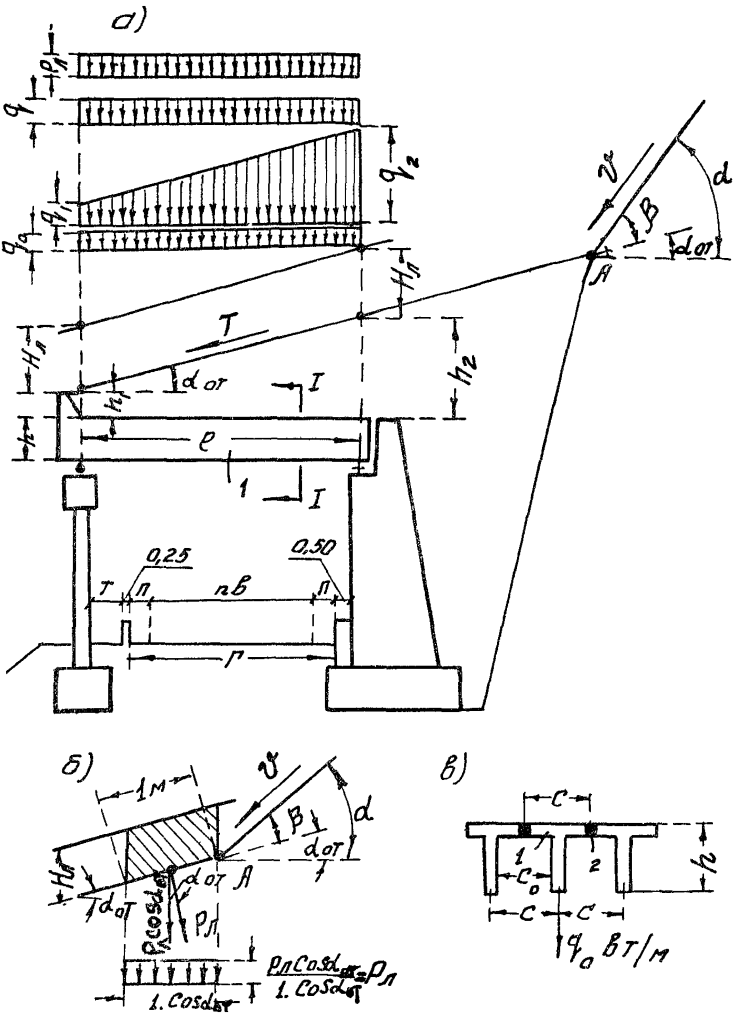


Рис. 34. Схема нагрузок на перекрытие балочной галереи: а-схема; б-давление от удара снежной лавины; в-разрез I-I; 1-Т-образный блок перекрытия; 2-стык блоков перекрытия

$\beta = \alpha - \alpha_{от}$ /см.рис. 34/;

α - угол наклона поверхности конечного участка косогора перед галереей;

$\alpha_{от}$ - угол наклона поверхности амортизирующей отсыпки; при $\alpha = \alpha_0$ величины $\beta = 0$ и Рл = 0;

д/ касательная сила трения на все перекрытие длиной l и шириной I м вдоль галереи, действующая в плоскости верхней поверхности амортизирующей отсыпки и направленная в сторону движения лавины /см.рис. 34/, тс (I тс = 9,8I к определяются по формуле (см. [2]):

$$T = (P_л + \gamma_л H_л \cos\alpha_{от}) f \frac{l}{\cos\alpha_{от}},$$

где l - расчетный пролет блоков перекрытия, м;

f - коэффициент трения лавины при отсутствии наблюдений принимается равным 0,3.

Примечание. В момент удара снежной лавины давление Рл направлено по нормали к верхней поверхности отсыпки и измеряется в т на I $м^2$ ее наклонной поверхности /см.рис. 34, б/; при этом на I $м^2$ перекрытия передается равномерно распределенная вертикальная нагрузка, равная $\frac{P_л \cos\alpha_{от}}{1 \cdot \cos\alpha_{от}} = P_л$.

Давление от удара Рл и составляющую Рл f удельной силы трения можно не учитывать при $\beta > 0$ в случаях, когда расстояние a от галереи до вершины А угла β /см.рис. 34/ превышает 2 Нл или I5 м /см.[I0]/.

Коэффициенты перегрузок / см.[I0]/:

для q_0 . . . . . I,I или 0,9;

для q_1 и q_2 . . . . . I,2 или 0,9;

для $q = H_л \gamma_л$ и $P_л$. . . . . 1,45 .

Максимальные изгибающие моменты посредине пролета блока перекрытия в тс · м (1 тс м = 9,81 кН м):

нормативный

$$M^{норм}_{\frac{1}{2}l} = \frac{c l^2}{8}\left[\frac{q_0}{c} + q_1 + \frac{(q_2 - q_1)}{2} + q + P_л\right];$$

расчетный

$$M^{расч}_{\frac{1}{2}l} = \frac{c l^2}{8}\left[\frac{1{,}1 q_0}{c} + 1{,}2 q_1 + 0{,}6(q_2 - q_1) + 1{,}45(q + P_л)\right],$$

где l – расчетный пролет блоков перекрытия, м;

c – ширина блоков перекрытия поверху с учетом ширины стыков между блоками – шаг блоков вдоль галереи, м /см. рис. 34, в/

По $M^{расч}_{\frac{1}{2}l}$ рассчитывают ребро блока перекрытия в сечении посредине пролета на прочность, а по $M^{норм}_{\frac{1}{2}l}$ – на трещиностойкость.

Нормативный изгибающий момент от временных нагрузок q и Рл, тс м:

$$M^{норм.бр}_{\frac{1}{2}l} = \frac{c l^2}{8}(q + P_л).$$

По этому моменту определяют прогиб блока перекрытия посредине его пролета. Максимальные расчетные поперечные силы в сечении блока перекрытия над низовой опорой

$$Q^{н}_{оп} = \frac{c l}{2}\left[\frac{1{,}1 q_0}{c} + 1{,}2 q_1 + 0{,}2(q_2 - q_1) + 1{,}45(q + P_л)\right];$$

в сечении блока перекрытия над верховой опорой

$$Q^{в}_{оп} = \frac{c l}{2}\left[\frac{1{,}1 q_0}{c} + 1{,}2 q_1 + 0{,}4(q_2 - q_1) + 1{,}45(q + P_л)\right];$$

в сечении блока перекрытия посредине пролета при загружении временными нагрузками q и $P_л$

правой половины пролета -

$$Q^{пр}_{\frac{1}{2}\ell}=\frac{c\ell}{8}\left[0{,}4q_2+1{,}45\,(q+P_л)\right];$$

в том же сечении при загружении временными нагрузками q и $P_л$ — левой половины пролета

$$Q^{лев}_{\frac{1}{2}\ell}=\frac{c\ell}{8}\left[0{,}4q_2-1{,}45\,(q+P_л)\right].$$

По этим величинам Q рассчитываются отогнутые стержни и хомуты в сечениях ребра блока перекрытия.

Плита блоков перекрытия рассчитывается как балочная с пролетом, равным расстоянию в свету между блоками-ребрами соседних блоков /C_o на рис. 34, в /. Расчет производится в нескольких сечениях блока на расчетную равномерно распределенную нагрузку, равную

$1{,}1\frac{q_o}{c}+1{,}2q_2+1{,}45(P_л+q)$ -в сечении над верхней опорой;

$1{,}1\frac{q_o}{c}+0{,}6(q_1+q_2)+1{,}45(P_л+q)$-в сечении посредине пролета.

Элементы стальных опорных частей, например верхние и нижние их подушки /см.рис. 23 /, рассчитываются на смятие и изгиб при действии вертикальных нагрузок $Q^{н}_{оп}$ /для подвижной опорной части на низовой опоре/ и $Q^{в}_{оп}$.

Штырь неподвижной опорной части рассчитывается на срез силой, равной $1{,}45T\cos\alpha_{от}$ /горизонтальная составляющая касательной нормативной силы трения T с учетом коэффициента перегрузки 1,45/.

В сейсмических районах штырь дополнительно рассчитывается на срез горизонтальной сейсмической силой инерции /без ее суммирования с силой $1{,}45T\cos\alpha_{от}$ /.

При отсутствии опорных частей на низовую и верхо-

вые опоры передаются одинаковые горизонтальные силы, равные $\frac{1,45TC\cos\delta_{max}}{2}$ каждая.

Расчетные опорные давления на I пог.м опор:

верховой ..... $Q_в^{расч}=\frac{Q_{оп}^в}{c}$;

низовой ..... $Q_н^{расч}=\frac{Q_{оп}^н}{c}$

§7. РАСЧЕТ ВЕРХОВОЙ ОПОРЫ

Верховая опора рассчитывается как подпорная стена в соответствии с "Техническими указаниями по проектированию подпорных стен для транспортного строительства - ВСН 167-70 Минтрансстроя" [13] с учетом "Указаний" ВСН 02-73 [2] и методических рекомендаций [10].

При расчете рассматривают участок стены длиной I м.

А. Расчет сечения I-I по обрезу фундамента

Действующие нормативные нагрузки в т при наличии на призме обрушения временных нагрузок от веса и удара движущейся лавины /рис.35, а/:

а/ P_1, P_2 и $P_{3в}$ - веса элементов бетонного тела стены /при $\gamma_{бет}=2,4$ т/м/;

б/ C_1, C_2 и C_3 - веса элементов амортизирующей отсыпки и застенной засыпки из дренирующего грунта с $\gamma_{от}=1,7-1,9$ т/м^3 /крупнообломочный грунт или пески: гравелистые, крупные или средней крупности/;

в/ $Q_1=(q+P_л)a_1$ - вертикальная нагрузка от веса и удара лавинного снега, где временные нагрузки q и $P_л$

определены выше в § 6 /там же указаны случаи, когда можно принять Рл=0/;

г/ $Q_в^{норм}$ - нормативное опорное давление перекрытия, подсчитываемое так же, как $Q_в^{расч}$ /см.§ 6/, но без учета коэффициентов перегрузки;

д/ $T\cos\delta_{от}$ - горизонтальная составляющая силы трения т /см. § 6/;

е/ E_1 и V_1 - горизонтальная и вертикальная составляющие активного бокового давления грунта на фиктивную вертикальную грань стены высотой h, определяемые по формулам

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma_{от}(h^2-h_o^2)\left[1+\frac{2q}{\gamma_{от}(h+h_o)}\right]\lambda_a\cos\delta;$$

$$V_1=E_1 tg\delta,$$

где $\delta=\frac{\varphi}{2}$ - расчетный угол трения грунта о боковую поверхность подпорной стены, град.;

φ - расчетный угол внутреннего трения грунта засыпки в градусах, принимаемый равным нормативному углу $\varphi_н$ внутреннего трения, установленному по данным лабораторного исследования грунта / $\varphi=\varphi_н=20\text{-}40^0$ /;

$\gamma_{от}$=1,7-1,9 т/м^3 - объемный вес грунта отсыпки и засыпки;

λ_a - коэффициент активного бокового давления грунта, определяемый выражением

$$\lambda_a=\frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\alpha_{от})\sin(\varphi+\delta)}{\cos\alpha_{от}\cdot\cos\delta}}\right)^2};$$

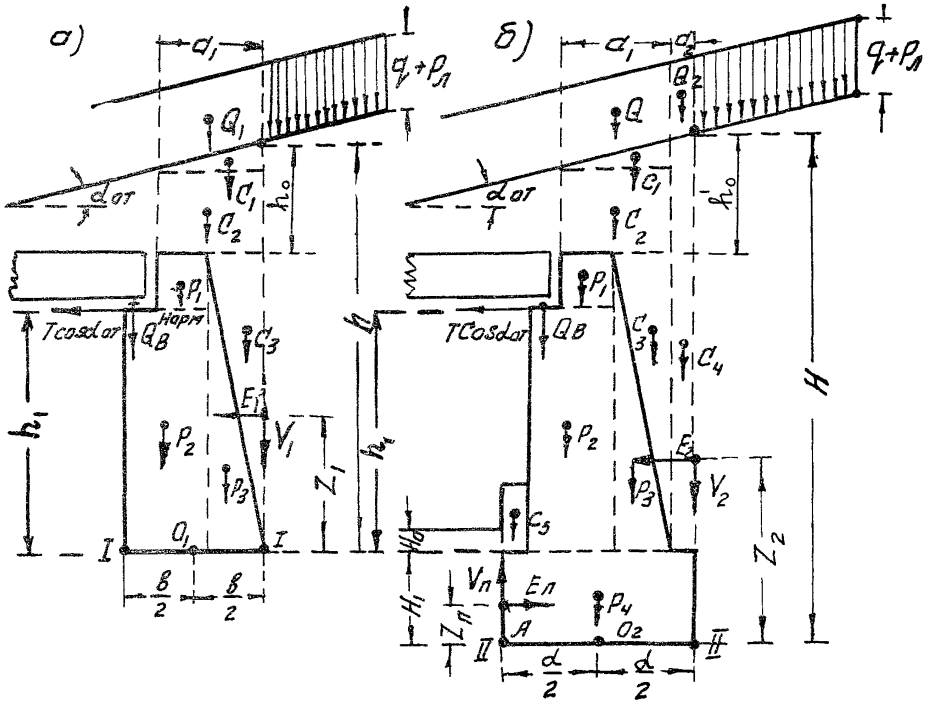


Рис. 35. Расчетная схема верховой опоры:
а-для сечения 1-1 по обрезу фундамента;
б-для сечения II-II по подошве фундамента

$\alpha_{от}$ - угол наклона амортизирующей отсыпки к горизонту, град. /значение λ_a для некоторых величин φ $\alpha_{от}$ при $\delta=\frac{\varphi}{2}$ приведены в табл.9/ град.

Силе E_1 приложена выше сечения I-I стены /см.рис.35,а/ на расстоянии Z_1:

$$Z_1=\frac{h-h_0}{3}\cdot\frac{3q+\gamma_{от}(2h_0+h)}{2q+\gamma_{от}(h_0+h)},$$

Таблица 9

Значения коэффициента активного бокового давления грунта λ_a

φ градусы	$\alpha_{от}$ градусы	λ_a	φ градусы	$\alpha_{от}$ градусы	λ_a
20	10	0,532	30	30	0,776
20	20	0,899	35	10	0,275
25	10	0,425	35	20	0,319
25	20	0,548	35	30	0,423
25	25	0,841	40	10	0,220
30	10	0,343	40	20	0,251
30	20	0,416	40	30	0,304

Коэффициенты перегрузок:

к силам P_1, P_2 и P_3 ..... I,I или 0,9;

к силам C_1, C_2 и C_3 ..... I,2 или 0,9;

к силам Q_1 и $T\cdot\cos\alpha_{от}$ I,45;

к силам E_1 и V_1 ..... I,3 (см. [I0])

Сила $Q_8^{расч}$ вычислена выше в §6.

В сечении I-I вычисляют нормативные и расчетные моменты $M_{I-I}^{норм}$ и $M_{I-I}^{расч}$ в тс · м/ от всех сил относительно центра сечения - точки 0_I на рис.35, *а*/ и нормальные силы $N_{I-I}^{норм}$ и $N_{I-I}^{расч}$ в тс.

Проверку положения равнодействующей нормативных нагрузок производят в соответствии с ВСН 167-70 [I3].

Эксцентриситет $e^{норм}=\frac{M_{I-I}^{норм}}{N_{I-I}^{норм}}$ не должен быть больше 0,35 δ, где δ-ширина сечения, м.

Проверку на опрокидывание производят в соответствии с СН 200-62 [I4]

Эксцентриситет $e^{расч}=\frac{M_{I-I}^{расч}}{N_{I-I}^{расч}}$ не должен быть больше 0,4 δ.

Расчет прочности сечения бетонной стены производят в соответствии с СН 365-67 [I5] .

$$N_{I-I}^{расч} \leq m_2' R_и (\delta - 2e^{расч}),$$

где $m_2' = 0{,}8 + 0{,}4 \frac{e^{расч}}{\delta}$, но не более I /коэффициент условий работы/;

$R_и$ - расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе в тс/м^2/ для бетона марки I50 $R_и$ =650тс/м^2, тс/м^2, марки 200- $R_и$ = 800тс/м^2/,I тс/м^2 = 9,8I кПа.

Б. Расчет сечения II-III по подошве фундамента

Действующие нормативные нагрузки в т /рис.35 б/:

а/ P_I, P_2, P_3 и P_4 - веса элементов тела и фундамента стены;

б/ C_1, C_2, C_3, C_4 и C_5 – веса элементов засыпки и полосы безопасности;

в/ $Q_1=(q+P_л)a_1$ и $Q_2=(q+P_л)a_2$ – вертикальные нагрузки от веса и удара лавинного снега;

г/ $Q_в^{норм}$ – нормативное опорное давление от перекрытия;

д/ $T\cos\delta_{от}$ – горизонтальная составляющая силы трения T;

е/ E_2 и V_2 – горизонтальная и вертикальная составляющие активного бокового давления грунта на фиктивную вертикальную грань стены высотой H, определяемые по формулам:

$$E_2=\frac{1}{2}\gamma_{от}\left[H^2-(h_o')^2\right]\left[1+\frac{2q}{\gamma_{от}(H+h_o')}\right]\lambda_a\cdot\cos\delta;$$

$$V_2=E_2 tg\delta,$$

где величины δ, $\gamma_{от}$ и λ_a имеют прежние значения; сила E_2 приложена выше подошвы фундамента /см. рис.35, б/ на расстоянии Z_2, равном

$$Z_2=\frac{H-h_o'}{3}\cdot\frac{3q+\gamma_{от}(2h_o'+H)}{2q+\gamma_{от}(h_o'+H)};$$

ж/ $E_п$ и $V_п$ – горизонтальная и вертикальная составляющие учитываемой расчетом части пассивного бокового давления грунта на низовую вертикальную грань фундамента высотой H_I верховой опоры, определяемые по формулам:

$$E_п=\frac{1}{6}\gamma H_1^2\left(1+\frac{2H_o}{H_1}\right)\lambda_п\cos\delta;$$

$$V_п=E_п tg\delta,$$

где $\delta = \frac{\varphi}{2}$;

φ - расчетный угол внутреннего трения грунта, расположенного за низовой вертикальной гранью фундамента высотой H_I;

γ - объемный вес этого грунта, т/м^3;

H_o - расстояние от покрытия до обреза фундамента, м /см. рис. 35, б/;

$\lambda_п$ - коэффициент пассивного бокового давления грунта, определяемый выражением

$$\lambda_п = \frac{Cos^2\varphi}{Cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{Sin\varphi \cdot Sin(\varphi+\delta)}{Cos\delta}}\right]^2};$$

при $\delta = \frac{\varphi}{2}$:

$\lambda_п = 2{,}04$ ..... при $\varphi = 20^o$;
$\lambda_п = 3{,}55$ ..... при $\varphi = 25^o$;
$\lambda_п = 5{,}00$ ..... при $\varphi = 30^o$;
$\lambda_п = 7{,}40$ ..... при $\varphi = 35^o$;
$\lambda_п = 11{,}90$ ..... при $\varphi = 40^o$

Сила $E_п$ приложена выше подошвы фундамента стены /см. рис. 35, б/ на расстоянии

$$Z_п = \frac{H_I}{3}\,\frac{3H_o + H_I}{2H_o + H_I}.$$

Коэффициенты перегрузок:

к силам P_1, P_2, P_3 и P_4 ..... I,I или 0,9;

к силам C_1, C_2, C_3, C_4 и C_5 ..... I,2 или 0,9;

к силам Q_1, Q_2 и $T\cos\delta_{ст}$ 1,45;
к силам E_2 и V_2 ..... 1,3;
к силам $E_п$ и $V_п$ ..... 1,2 или 0,9.

В сечении II-II по подошве фундамента стены вычисляют нормативные и расчетные моменты $M^{норм}_{II-II}$ и $M^{расч}_{II-II}$ в тс·м /от всех сил относительно центра сечения – точки O_2 на рис.35,б/ и нормальные силы $N^{норм}_{II-II}$ и $N^{расч}_{II-II}$.

В сечении II-II по подошве фундамента производят следующие проверки в соответствии с ВСН 167-70 [13]:

1. Проверка положения равнодействующей нормативных нагрузок /проверка на крен/

Должно соблюдаться условие

$$e^{норм} \leq \frac{d}{6} \cdot 1{,}5,$$

где $e^{норм} = \frac{M^{норм}_{II-II}}{N^{норм}_{II-II}}$ – эксцентриситет, м;
d – ширина фундамента по подошве, м.

4. Проверка давления на грунт

Первый случай: $e^{расч} \leq \frac{d}{6}$, где $e^{расч} = \frac{M^{расч}_{II-II}}{N^{расч}_{II-II}}$

Среднее и максимальное давление на грунт проверяют по формулам:

$$\sigma^{ср}_{гр} = \frac{N^{расч}_{II-II}}{F} \leq R;$$

$$\sigma^{макс}_{гр} = \frac{N^{расч}_{II-II}}{F} + \frac{M^{расч}_{II-II}}{W} \leq 1{,}2R,$$

где $F = d \cdot 1$ – площадь сечения, м^2;

$W = \frac{1 \cdot d^2}{6}$ - момент сопротивления сечения, $м^3$;

R - расчетное сопротивление грунта, в $тс/м^2$ под подошвой фундамента по п.682 СН 200-62.

Второй случай: $e^{расч} > \frac{d}{6}$

Максимальное давление на грунт

$$\sigma_{гр}^{макс} = \frac{2N_{II-II}^{расч}}{3\left(\frac{d}{2} - e^{расч}\right)} \leq 1{,}2R .$$

3. Проверка на опрокидывание /относительно точки А на рис.35, б/ под действием расчетных нагрузок.

Опрокидывающий момент в тс · м от действия силы активного давления грунта на заднюю поверхность стены /равнодействующей сил E_2 и V_2/ и силы $T\cos\alpha_{от}$

$$M_{опр} = 1{,}3E_2Z_2 - 1{,}3V_2d + 1{,}45T\cos\alpha_{от}(h_1 + H_1) ,$$

где 1,3 и 1,45 - коэффициенты перегрузки.

Вычисляют величину предельного момента $M_{преД}$, равного моменту всех остальных сил относительно точки А.

Расчет устойчивости всей стены против опрокидывания производят по формуле

$$\frac{M_{опр}}{M_{преД}} \leq m ,$$

где m - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,7 при нескальном грунте под подошвой фундамента и 0,8 при скальном.

4. Проверка на сдвиг (скольжение) при действии расчетных нагрузок

К сдвигающим силам следует относить силы активного давления грунта на заднюю поверхность стены и вызванные ими по плоскости скольжения силы трения /также силы $T\cos\delta_{от}$ /, а к удерживающим - силы трения, вызванные всеми остальными силами, и пассивное давление грунта на фундамент.

Сдвигающая сила, тс

$$T_{сдв} = 1{,}3E_2 - 1{,}3V_2 f + 1{,}45T\cos\delta_{от}.$$

Предельная сдвигающая сила, равная проекции удерживающих сил на плоскость скольжения,

$$T_{пред} = \left[0{,}9(P_1+P_2+P_3+P_4) + 0{,}9(C_1+C_2+C_3+C_4+C_5) + Q_в^{расч} + \right.$$
$$\left. + 1{,}45(Q_1+Q_2) - 0{,}9V_п\right] f + 0{,}9E_п,$$

где f - коэффициент трения кладки о грунт /значения его приведены в п.692 СН 200-62/.

Расчет устойчивости всей стены против скольжения производят по формуле

$$\frac{T_{сдв}}{T_{пред}} \le m,$$

где m - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9 /для низовых подгорных стен m =0,8/.

Для увеличения устойчивости стены против скольжения подошве фундамента может быть придан наклон под углом ε, равным 10-15° /рис.36,б/.

В этом случае при проверках устойчивости стены на крен и опрокидывание, а также давления на грунт момент всех сил

M_{II-II} определяется относительно центра спрямляющего сечения II–II /точки O_2 на рис.36,а/.

Нормальная сила N_{II-II} = $\sum$ всех горизонтальных сил умноженных на $Sin\varepsilon$ + $\sum$ всех вертикальных сил умноженных на $Cos\,\varepsilon$, где ε, – угол наклона спрямляющего сечения.

Сдвигающий и предельный моменты $M_{опр}$ и $M_{пред}$ определяются относительно точки А.

Устойчивость стен против скольжения проверяется по двум возможным плоскостям скольжения: II–II /см.рис.36,б/ и IУ–IУ совместно с грунтовым клином под наклонным участком подошвы фундамента /см. рис. 36,в/.

При проверке стены против скольжения по плоскости II–II силы $T_{сдв}$ и $T_{пред}$ определяются по следующим формулам:

$$T_{сдв} = 1{,}3E_2(\cos\varepsilon - Sin\varepsilon\cdot f) - 1{,}3V_2(\cos\varepsilon + Sin\varepsilon\, f) + 1{,}45T\cos\delta_{от} \times (\cos\varepsilon - Sin\varepsilon\cdot f);$$

$$T_{пред} = \left[0{,}9\sum_1^4 P + 0{,}9\sum_1^5 c + Q_в^{расч} + 1{,}45(Q_1+Q_2) - 0{,}9V_п\right](\cos\varepsilon - Sin\varepsilon\cdot f) + 0{,}9E_п(\cos\varepsilon - Sin\varepsilon\cdot f).$$

При проверке стены против скольжения по плоскости IУ–IУ силы $T_{сдв}$ и $T_{пред}$ определяются по этим же формулам, но к вертикальным силам С добавляется масса грунтового клина Стр, а силы пассивного отпора $E_п$ и $V_п$ определяются для высоты H_1', а не H_1/см. рис. 36,в/.

Коэффициент трения

$$f = \frac{f_1 l_1 + f_2 l_2}{l_1 + l_2},$$

где $f_1 = tg\,\varphi_1$ – коэффициент трения грунта о грунт на длине l_1;

f_2 – коэффициент трения кладки о грунт на длине l_2;

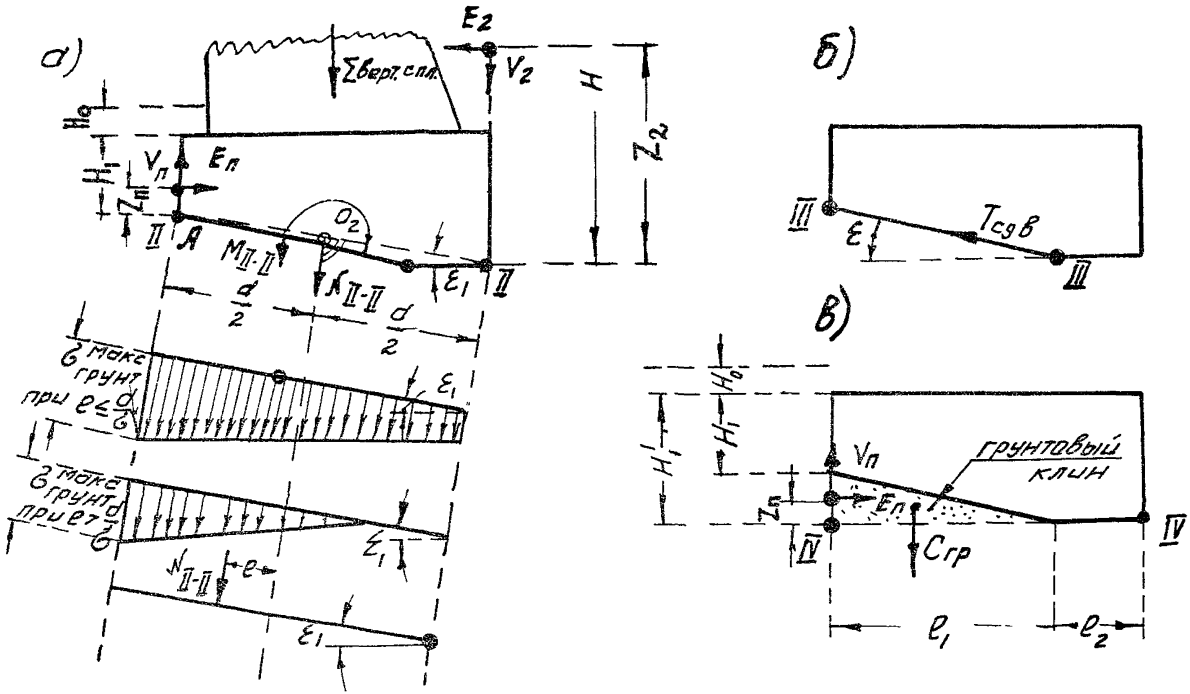


Рис. 36. К расчету ломанного сечения по подошве фундамента

φ_1 – расчетный угол внутреннего трения грунта, расположенного под подошвой фундамента.

§ 8. РАСЧЕТ ВЕРХОВОЙ ОПОРЫ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

Сейсмичность района строительства в баллах принимается по картам сейсмического районирования территории СССР /см. СНиП П-А.12-69, приложение 1/ или по списку основных населенных пунктов СССР, расположенных в сейсмических районах /см. там же, приложение 2/.

Сейсмичность строительной площадки в баллах принимается в зависимости от сейсмичности района строительства и инженерно-геологических данных по табл. 1 СНиП П-А.12-69 и согласовывается с утверждающей проект инстанцией.

Расчетная сейсмичность галереи в баллах принимается равной сейсмичности строительной площадки.

Значения сейсмичности коэффициента K_c определяется по таблице 10 в зависимости от расчетной сейсмичности галереи в баллах.

Таблица 10.

Значения сейсмического коэффициента Кс

Расчетная сейсмичность галереи в баллах	7	8	9
Кс	40	20	10

При расчете верховой опоры на сейсмичность нагрузки q и P_4 /см. § 7/ от прохождения снежной лавины не учитывают [6]. Вместо этих нагрузок учитывается нагрузка от максимально возможного накопления снежного покрова на амортизирующей отсыпке, вызванного завалом лавинного снега.

Угол наклона к горизонту поверхности накопления снега /рис.37/ принимают равным углу наклона отсыпки $\alpha_{от}$.

Расчетная высота накопления снежного покрова H_c и объемный вес лавинного снега в завале γ_c назначаются по данным метеостанций.

При этом расчетная высота накопления снежного покрова должна приниматься не менее 3 м для редкосходящих или небольших и не менее 6 м- для частосходящих или больших лавин.

Для мокрого осевшего снега объемная масса γ_c равна 0,4-0,55 т/м^3, сухого - 0,2-0,4 т/м^3.

Для мокрого фирнового /зернистого/ снега γ_c равен 0,6-0,8 т/м^3, сухого - 0,4-0,7 т/м^3. При отсутствии непосредственных наблюдений γ_c принимается равным 0,45 т/м^3.

Действующие нормативные нагрузки, /см. рис.37/, то:

а/ P_1, P_2, P_3 и P_4 / см. § 7/;

б/ C_1, C_2, C_3, C_4 и C_5 /см. § 7/;

в/ $Q_1 = H_c \gamma_c a_1$ и $Q_2 = H_c \gamma_c a_2$ - вес лавинного снега в завале над верховой опорой;

г/ опорные давления от перекрытия:

$Q_6 = \frac{q_0 l}{2}$ - от веса перекрытия;

$Q_4 = \frac{q_1 l}{2}$ и $Q_5 = \frac{(q_2 - q_1) l}{2}$ - от веса отсыпки;

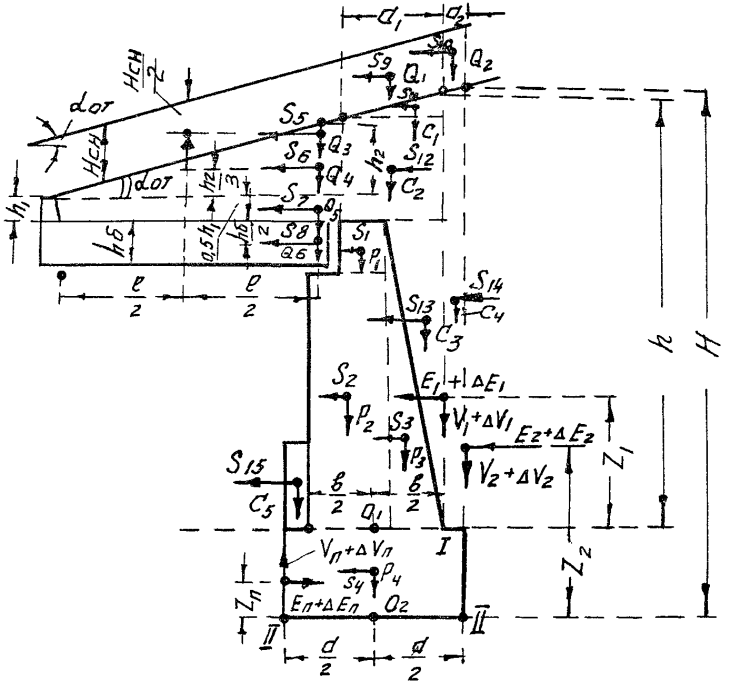


Рис.37. Действующие нагрузки с учетом сейсмических воздействий

$Q_3 = \frac{H_c \gamma_c l}{2}$ - от веса лавинного снега над перекрытием, где величины q_0, q_1 и q_2 имеют прежние значения /см. § 7/;

д/ E_1 и V_1 - силы активного бокового давления грунта при расчете опоры в сечении I-I по обрезу фундамента; в формуле для вычисления E_I /см. §7/ величина $q + P_1$ заменяется величиной $\frac{1,1}{1,2} H_c \gamma_c$.

е/ E_2 и V_2 - то же, при расчете опоры в сечении II-II по подошве фундамента; в формуле для вычисления E_2 /см. §7/ производится аналогичная замена;

ж/ $E_п$ и $V_п$ - силы пассивного бокового давления грунта /см. §7/.

Вычисляют сейсмические горизонтальные силы /в т/, приложенные в точках приложения соответствующих вертикальных сил P,C и Q по формулам:

$S_1 = 1,5 P_1 K_c$;
$S_2 = 1,5 P_2 K_c$;
$S_3 = 1,5 P_3 K_c$;
$S_4 = 1,5 P_4 K_c$;
$S_5 = 1,5 Q_3 K_c$;
$S_6 = 1,5 Q_4 K_c$;
$S_7 = 1,5 Q_5 K_c$;
$S_8 = 1,5 Q_6 K_c$;
$S_9 = 1,5 Q_1 K_c$;
$S_{10} = 1,5 Q_2 K_c$;
$S_{11} = 1,5 C_1 K_c$;
$S_{12} = 1,5 C_2 K_c$;
$S_{13} = 1,5 C_3 K_c$;
$S_{14} = 1,5 C_4 K_c$,
$S_{15} = 1,5 C_5 K_c$.

Силы $S_1 - S_{15}$ направлены в низовую сторону /в сторону галереи/.

Вычисляют сейсмические горизонтальные силы /в т/, приложенные в уровне действия горизонтальных сил E_1, E_2 и $E_п$/см. рис. 37/ по формулам: $\Delta E_1 = K_c tg(45° + \frac{\varphi}{2}) E_1$;

$$\Delta E_2 = K_c tg(45° + \frac{\varphi}{2}) E_2;$$

$$\Delta E_п = -K_c tg(45° - \frac{\varphi}{2}) E_п,$$

где φ - расчетный угол внутреннего трения грунта.

Вычисляют сейсмические вертикальные силы /в т/, приложенные в точках приложения сил V_1, V_2 и $V_п$ /см.рис.37/ по формулам: $\Delta V_1 = K_c tg(45° + \frac{\varphi}{2}) V_1$;

$$\Delta V_2 = K_c tg(45° + \frac{\varphi}{2}) V_2;$$

$$\Delta V_п = -K_c tg(45° - \frac{\varphi}{2}) V_п.$$

Коэффициенты перегрузок:

к силам $P_1, P_2, P_3, P_4, Q_6, Q_5$ и Q_4 ... 1,1 или 0,9 ;
к силам C_1, C_2, C_3, C_4 и C_5 ..... 1,2 или 0,9 ;
к силам $E_1, V_1, E_2, V_2, E_п$ и $V_п$ 1,2;
к силе Q_1, Q_2, и Q_3 ..... 1,1;
ко всем сейсмическим силам ..... 1,0.

Изменения в расчетных проверках при учете сейсмики приведены в табл. II и I2

Таблица II

Расчеты в сечении I-I по образу фундамента

Номера проверок	Без учета сейсмики (см. § 7)	С учетом сейсмики
I	$\ell^{норм} \leq 0{,}35\delta$	$\ell^{норм} \leq 0{,}45\delta$
2	$\ell^{расч} \leq 0{,}40\delta$	$\ell^{расч} \leq 0{,}50\delta$
3	$R_и$	$1{,}2\, R_и$

Таблица 12

Расчеты в сечении I–I по подошве фундамента

Номера проверок	Без учета сейсмики / см. §7/	С учетом сейсмики
I	$l^{норм} \le \frac{d}{\delta} \cdot 1,5$	$l^{норм} \le \frac{d}{\delta} \cdot 2,0$
2	$\sigma_{гр}^{макс} \le 1,2\ R$	$\sigma_{гр}^{макс} \le 1,2R$
3	$\frac{M_{опр}}{M_{пред}} \le 0,7 \div 0,8$	$\frac{M_{опр}}{M_{пред}} \le 1,0$
4	$\frac{T_{сдв}}{T_{пред}} \le 0,8 \div 0,9$	$\frac{T_{сдв}}{T_{пред}} \le 1,0$

§ 9. РАСЧЕТ НИЗОВОЙ ОПОРЫ

Двухконсольная железобетонная насадка рассчитывается на равномерно распределенную вертикальную нагрузку с интенсивностью $Q_н^{расч}$ /см. § 6/.

Линии влияния усилий в насадке с пролетом l_1 и консолями длиной по $\frac{l_1}{2}$ приведены на рис. 38.

Вычисляют расчетные усилия:

$M_{\frac{1}{2}l_1}^{расч} = Q_н^{расч} \sum \omega = 0$ – момент посредине пролета, тс·м;

$M_{оп}^{расч} = Q_н^{расч} \omega_1 = Q_н^{расч} \frac{l_1^2}{8}$ – момент на опоре, тс·м;

$Q_{\frac{1}{2}l_1}^{расч} = Q_н^{расч} \sum \omega = 0$ – поперечная сила посредине пролета, тс ;

$Q_{оп.сл}^{расч} = Q_н^{расч} \omega_2 = Q_н^{расч} \frac{l_1}{2}$ – поперечная сила опоры, тс ;

$Q_{оп.пр}^{расч} = Q_н^{расч} \sum \omega = Q_н^{расч} \frac{l_1}{2}$ – поперечная сила правее опоры, тс;

$A^{расч} = Q_н^{расч} \sum \omega = Q_н^{расч} l_1$ – давление на стойку, тс.

По этим моментам рассчитывают насадку на прочность в сечениях посредине пролета и на опоре.

По поперечным силам рассчитываются отогнутые.

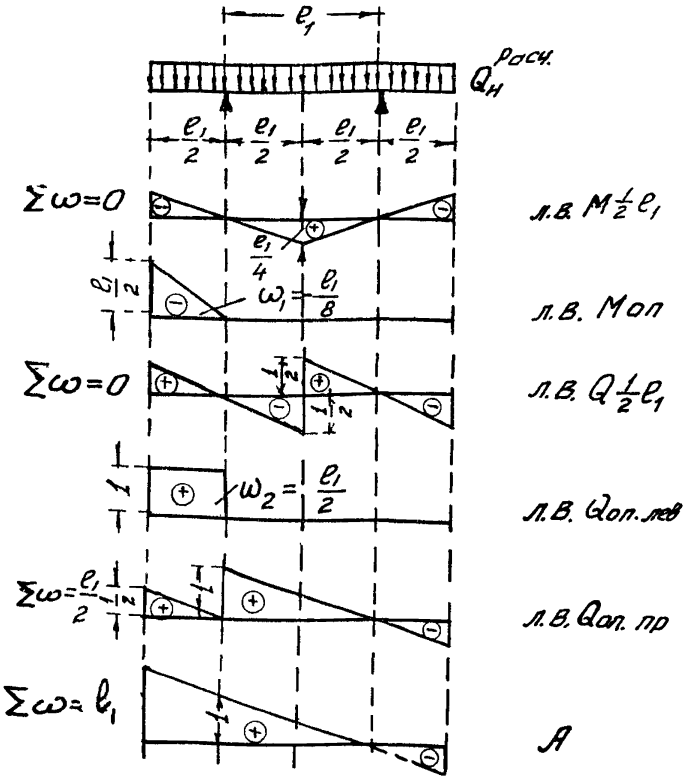


Рис. 38. Линии влияния усилий в двухконсольной насадке

стержни и хомуты в сечениях.

Стойка низовой опоры высотой $H_{ст}$ с жесткой заделкой по концам /рис. 39,а/ рассчитывается на сжатие с продольным изгибом под действием продольной силы $A^{расч}$.

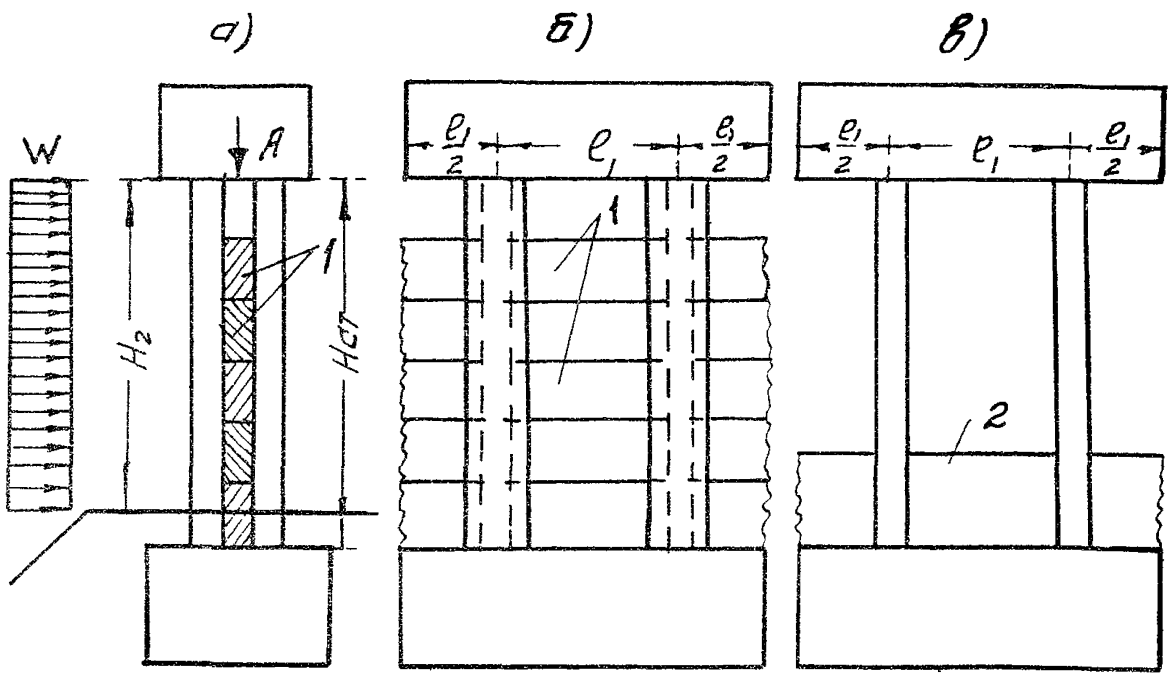


Рис. 39. К расчету стойки низовой опоры:

а – расчетная схема; б – фасад опоры при наличии закладных плит; в – фасад опоры при наличии парапета или перил;

1 – закладные плиты; 2 – парапет или перила

Кроме того, стойка должна быть рассчитана на внецентренное сжатие под действием продольной силы $A^{расч}$ и боковой ветровой нагрузки интенсивностью W /2- я комбинация нагрузок/; при этом давление на стойку $A^{расч}$ определяется не при движении лавины, а при максимально возможном накоплении снежного покрова на амортизирующей отсыпке, вызванного завалом лавинного снега.

Для второй комбинации нагрузок

$$A^{расч}=\left[1{,}1\frac{q_0 l}{2C}+1{,}2\frac{q_1 l}{2}+1{,}2\frac{(q_2-q_1)l}{6}+1{,}4\frac{H_c\gamma_c l}{2}\right]l_1,$$

где l - пролет перекрытия, C - расстояние между осями блоков перекрытия, величины q_0, q_1, q_2, H_c и γ_c и их коэффициенты перегрузки имеют прежние значения /см. § 6-9/.

Интенсивность ветровой нагрузки в тс/м

$$W=KW_0 l_1,$$

где W_0 = 0,18 тс/м^2 - нормативная горизонтальная поперечная ветровая нагрузка на расчетную поверхность в соответствии с СН 200-62;

K - коэффициент сплошности, равный I при наличии закладных плит /см. рис. 39,б/ и 0,4-при наличии парапета или перил /см.рис. 39,б и [10]/.

Рассчитывается участок фундамента низовой опоры длиной l_1, равной расстоянию между осями стоек.

Действующие нормативные нагрузки в т, учитываемые при

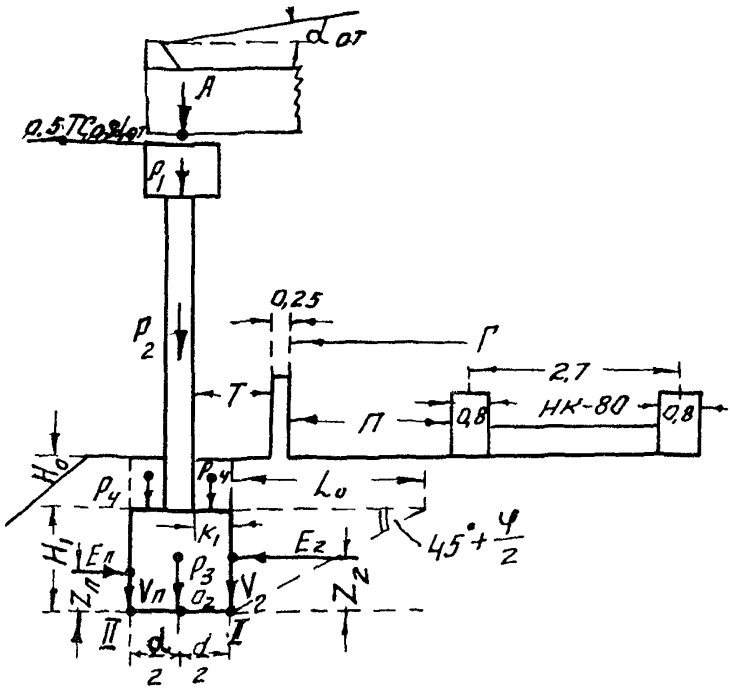


Рис. 40. Действующие нагрузки

расчете сечения II-II по подошве фундамента опоры/рис.40/:

а/ P_1 - вес насадки длиной l_1 ;

б/ P_2 - вес стойки и закладных досок длиной l_1 /или парапета перил/;

в/ P - вес фундамента;

г/ $A^{норм} = Q_н^{норм} \sum \omega = Q_н^{норм} l_1$ - нормативное опорное давление на стойку при движении лавины, где опорное нормативное давление перекрытия $Q_н^{норм}$

подсчитывается так же, как и при вычислении $Q_н^{расч}$ /см. § 6/, но без учета коэффициентов перегрузки;

д/ $0{,}5T\cos\alpha_{от}$ - 50% полной горизонтальной составляющей силы трения T /см. § 6/, условно передаваемое на низовую опору при установке на ней подвижных опорных частей скользящего типа, независимо от передачи на верховую опору с неподвижными опорными частями 100% силы $T\cos\alpha_{от}$;

е/ P_4 - вес грунта на обрезах фундамента;

ж/ $E_п$ и $V_п$ - горизонтальная и вертикальная составляющие учитываемой расчетом части пассивного бокового давления грунта на низовую вертикальную грань фундамента высотой H_I низовой опоры, определяемые по формулам:

$$E_п = \frac{1}{10}\gamma H_1^2\left(1+\frac{H_0}{H_1}\right)\lambda_п \cos\delta;$$

$$V_п = E_п \operatorname{tg}\delta,$$

где величины δ, φ, γ и $\lambda_п$ имеют прежние значения /см. § 7/; сила $E_п$ приложена выше подошвы фундамента /см. рис. 40/ на расстоянии $Z_п$, равном

$$Z_п = \frac{H_1}{3}\cdot\frac{3H_0+H_1}{2H_0+H_1};$$

з/ E_2 и V_2 - горизонтальная и вертикальная составляющие активного бокового давления на вертикальную грань фундамента высотой H_I, определяемые по формулам:

$$E_2=\frac{1}{2}\gamma H_1^2\left[1+\frac{2H_0}{H_1}\right]\lambda_a\cos\delta;$$

$$V_2=E_2\,tg\,\delta,$$

где $\delta=\frac{\varphi}{2}$ и γ имеют прежние значения, а коэффициент активного бокового давления грунта λ_a определяется выражением

$$\lambda_a=\frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left(1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\delta)}{\cos\delta}}\right)^2};$$

при $\delta=\frac{\varphi}{2}$:

λ_a = 0,446.....при φ = 20°;
λ_a = 0,367.....при φ = 25°;
λ_a = 0,301.....при φ = 30°;
λ_a = 0,246.....при φ = 35°;
λ_a = 0,200.....при φ = 40°.

Сила E_2 приложена выше подошвы фундамента /см.рис. 40./ на расстоянии Z_2, равном $Z_2=\frac{H_1}{3}\cdot\frac{3H_0+H_1}{2H_0+H_1}$.

Сила E_2 определяется по приведенной формуле, если в пределах основной призмы обрушения $L_0=H_1tg\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)$ отсутствуте временная вертикальная подвижная нагрузка, например НК-80, т.е. при соблюдении условий $T+0{,}25+\Pi>L_0+K_1$, где T,П и К - соответственно ширина тротуара, предохранительной полосы и обреза фундамента /см.рис. 40/.

В противном случае /$T+0{,}25+\Pi<L_0+K_1$/горизонтальная составляющая активного бокового давления грунта E_2 определяется с учетом нахождения на призме обрушения колес временной нагрузки в соответствии с ТУ ВСН 167-70 Минтрансстроя СССР 8

Коэффициенты перегрузок и расчетные проверки в сечении П-П по подошве фундамента низовой опоры те же, что и для верховой /см. § 7/.

Приложение

Перевод некоторых единиц измерения системы МКГСС(технической) в единицы системы СИ

Наименование величины	Прежнее обозначение единицы измерения	Обозначение единицы в системе СИ	Основная единица в системе СИ	Кратная единица в СИ	Соотношение единиц
Сила, нагрузка, вес	тс	Н	ньютон	кН	$1тс=9,81\ 10^3 Н = 9,81 кН$ $1кН=10^3 Н$
Линейная нагрузка	$тс/м$	$Н/м$	ньютон на метр	$кН/м$	$1\ тс/м=9,81 кН/м$
Поверхностная нагрузка	$тс/м^2$	$Н/м^2$	ньютон на квадратный метр	$кН/м^2$	$1\ тс/м^2=9,81 кН/м^2$
Момент силы	тс·м	Н·м	ньютон-метр	кН·м	1тс м=9,81кН·м
Давление, напряжение, модуль деформации, модуль упругости	$тс/м^2$	Па	паскаль	кПа	$1тс/м^2=9,81 кПа$ $1Па = 1\ Н/м^2$ $1кПа=1кН/м^2$

Примечание: В таблице приведены только единицы, встречающиеся в данной книге. В ней не указаны те единицы, которые при переводе в ситсему СИ остаются без изменения. Наравне с единицами СИ используются следующие: для измерения массы-тонна (т), 1т=1000 кг; для измерения объемной массы - $т/м^3$; для измерения времени - секнда (с), для измерения скорости - $м/с$, для измерения ускорения - $м/с^2$, для измерения плоского угла - градус (^{0}).

Список литературы

I. Руководство по снеголавинным работам. Л. Гидрометеоиздат, I965, 388 с.

2. Указания по расчету снеголавинных нагрузок при проектировании сооружений (ВСН 02-73, Главгидрометслужба), М., Гидрометеоиздат, I973, 20 с.

3. Лавиноопасные районы Советского Союза. М. Издательство МГУ, I970, 200 с.

4. Каталог "Распространение и режим лавин на территории СССР". М., Гидрометеоиздат, I970, 234 с.

5. Физика снега и снежные лавины. Л., Гидрометеоиздат, I967, 206 с.

6. Физика снега и снежные лавины. Л., Гидрометеоиздат, I969, I88 с.

7. Бабков В.Ф. и др. Проектирование автомобильных дорог, часть П. М. Издательство "Транспорт", I970, 3I5 с.

8. Толмачев К.Х. Специальные сооружения на горных дорогах. М., Автотрансиздат, I963, 285 с.

9. Технические решения конструкций защитных сооружений на автомобильных дорогах в горной местности. Тбилиси, изд. Союздорпроекта, I973, 60 с.

I0. Методические рекомендации по проектированию противообвальных и противолавинных галерей и эстакад для пропуска скальных обвалов в районах северной строительно-климатической зоны. М. ЦНИИС Минтрансстроя, I972, 42 с.

II. Коновалов С.В. и Орешкин Б.М. Организация и технология строительства дорог в сложных природных условиях. М., "Высшая школа", I968.

I2. Кулиджанов В.Х. Графики для определения максимальной высоты снежного покрова в горных районах Южного склона Главного Кавказского хребта на территории Грузинской ССР. Тбилиси. Изд.Тбилгипроавтодортранса, I976, 90 с.

I3. Технические указания по проектированию подпорных стен для транспортного строительства (ВСН I67-70, Минтрансстрой). М. Оргтрансстрой, I970, 36 с.

I4. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200-62, Госстрой СССР). М. Трансжелдориздат, I962, 328 с.

I5. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 365-67, Госстрой СССР). М. Стройиздат, I967, I45 с.

С Г Л А В Л Е Н И Е

С.

§ I.Общие сведения о лавинах 3

§ 2.Исходные материалы для проектирования галерей, размеры лавин, размещение галерей и комплексов противолавинных сооружений I2

§ 3.Габаритные размеры, план, профиль и длины галерей22

§ 4.Типы и конструкции галерей 28

§ 5.Расчет параметров снежного покрова и лавин . . . 70

§ 6.Расчет перекрытия галереи 82

§ 7.Расчет верховой опоры 87

§ 8.Расчет верховой опоры с учетом сейсмических нагрузок 99

§ 9.Расчет низовой опоры I04

Приложение. Перевод некоторых единиц измерения системы МКГСС (технической) в единицы системы СИ III

Литература II2

ЯКОВ СОЛОМОНОВИЧ ФАЙН

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОТИВОЛАВИННЫХ ГАЛЕРЕЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Учебное пособие

Редактор Т.Т.Степаненко Корректор Н.Е.Гладких

Подписано в печать 24.09.79 г. ПК 29I24.Формат 60x84/I6. Бумага Заказ №294. Печать офсетная. Объем 4,3 уч.-изд.л., 6,5 усл.п.л. Тираж 300 экз. Цена I8 к.

Редакционно-издательский отдел Ростовского инженерно-строительного института. Ростов н/Д, Социалистическая, I62.

Ротапринт Южгипроводхоза, Ростов н/Д, пр.Октября, I4 а.

gost.e-ecolog.ru