Экспертно-консультационный орган Российского союза строителей

МЕЖДУНАРОДНЫЙ ЦЕНТР ПЕНОБЕТОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ МЦПТ

ООО «АзъПроектСтрой»

ХОЛДИНГ «СОВБИ»

УТВЕРЖДАЮ

Президент Холдинга «СОВБИ»,
Директор МЦПТ, д.т.н.

_____ В.Д.Васильев

«13» апреля 2009 г.

НЕАВТОКЛАВНЫЙ МОНОЛИТНЫЙ «ПЕНОБЕТОН «СОВБИ-Д» В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ
СТО – 008 – 50845180 – 2009

Санкт-Петербург
2008

gost.e-ecolog.ru

Сведения о стандарте

1 РАЗРАБОТАН под общим руководством директора экспертно – консультационного органа Российского союза строителей «Международный центр пенобетонных технологий (МЦПТ)», д.т.н. Васильева В.Д.

В разработке принимали участие

к.т.н. Гунин С.О. – директор ООО «АзъПроектСтрой»

к.т.н. Замковой И.В. – главный инженер ООО «АзъПроектСтрой»

Вакула И.А. – ведущий инженер ООО «АзъПроектСтрой»

Байкиев Р.Р. – адъюнкт ВИТУ

Миронова Т.Ф. – директор по развитию Холдинга «СОВБИ», Почетный строитель России

к.т.н. Дубина С.И. – председатель научно-технического совета ГУ, Почетный дорожник России

2 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ ВПЕРВЫЕ

СОДЕРЖАНИЕ

1 Предисловие... 4
2 Область применения 6
3 Нормативные ссылки 6
4 Термины и определения 7
Часть 1 Проектирование легких насыпей на слабых грунтах с применением неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» 9
1 Область применения 9
2 Термины и определения 9
3 Общие положения 12
4 Оценка напряженно-деформированного состояния грунтов 14
5 Примеры расчета легких насыпей 23
Часть 2 Проектирование дорожных одежд с применением в конструкции неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» 53
1 Область применения 53
2 Термины и определения 53
3 Общие положения 54
4 Методика проектирования дорожных одежд 55
5 Примеры расчета дорожных одежд 62
Приложение А Основные характеристики неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» 78
Приложение Б Таблицы рекомендуемых нормативных значений механических характеристик грунтов 79
Приложение В Таблицы нормативных и расчетных значений прочностных и деформационных характеристик конструктивных слоев из различных дорожно-строительных материалов 82
Приложение Г Теплофизические характеристики конструктивных слоев из различных дорожно-строительных материалов 85
Приложение Д Номограмма Остерберга 87
Приложение Е Графики для определения напряжений в основании насыпи трапецеидального очертания и функции β 89
Приложение Ж Примеры поперечных профилей легких насыпей 102

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

НЕАВТОКЛАВНЫЙ МОНОЛИТНЫЙ «ПЕНОБЕТОН «СОВБИ-Д»

Правила применения в дорожном строительстве

Дата введения

1 Предисловие

Повышение качества и снижение стоимости дорожного строительства в условиях России требует применения новых технологий, учитывающих особенности страны. Это отсутствие в ряде регионов щебня и большие расстояния до места его производства, наличие слабых и пучинистых грунтов, низкие зимние температуры на значительной территории страны.

Внедрение неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» в дорожном строительстве позволяет:

- Отказаться от использования щебеночных слоев в основаниях дорожных одежд и применения тяжелой техники для их уплотнения; создать «жесткую» плиту, с целью перераспределения и уменьшения вертикальных напряжений и одновременно обеспечить теплозащиту пучинистых грунтов; уменьшить толщину дорожной одежды.

- Полностью или частично исключить устройство свайного поля в основании земляного полотна на слабых грунтах путем создания легкой насыпи из «Пенобетона «СОВБИ-Д».

Стандарт организации разработан в соответствии с Федеральным законом от 27.12.2002 г. № 184-ФЗ "О техническом регулировании" и ОДМ 218.1.001-2005 г. "Рекомендации по разработке и применению документов технического регулирования в сфере дорожного хозяйства".

Стандарт организации разработан для широкого внедрения проектными и строительными организациями неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» в дорожном строительстве России и на внешнем рынке.

Цель – внедрение «Пенобетона «СОВБИ-Д» в дорожном строительстве.

При разработке Стандарта учтены: современные тенденции в проектировании дорожных одежд и легких насыпей, а также рекомендации международных организаций по стандартизации и нормированию; использованы нормативные документы ведущих зарубежных компаний; учтен 60-летний опыт применения армопенобетона в качестве тепловой изоляции на трубах бесканальной подземной прокладки в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга и Ленинградской области; 10-ти летний опыт холдинга «СОВБИ» в области использования монолитного пенобетона в строительстве, в том числе и при изготовлении полов складских помещений, работающих в условиях воздействия тяжелого транспорта.

Технические решения разработаны с использованием материалов, обобщающих зарубежный опыт проектирования, строительства и эксплуатации дорог (США, Канада, Великобритания, Норвегия, Таиланд и т.д.), а также опыта устройства легкой насыпи транспортной развязки на пересечении КАД и Пискаревского проспекта в г. Санкт-Петербурге.

Стандарт состоит из двух частей, в которых приведены методики расчета легких насыпей (часть 1) и дорожных одежд (часть 2) с применением «Пенобетона «СОВБИ-Д».

Стандарт организации может использоваться другой организацией в своих интересах только по договору с разработчиками стандарта, авторами и патентовладельцами технических решений в области использования пенобетона в дорожном строительстве, при этом предусматривается обязательное полное выполнение данного Стандарта организации. К работам по изготовлению и укладке пенобетона могут быть допущены только организации, прошедшие сертификацию в МЦПТ в области получения и использования пенобетона «СОВБИ-Д» в дорожном строительстве.

Материалы стандарта в дальнейшем подлежат уточнению и корректировке по результатам опыта проектирования и строительства дорог с применением пенобетона.

В связи с тем, что данный стандарт и приведенные к нему технические решения, а также методы расчета являются интеллектуальной собственностью, его тиражирование, использование стандарта и использование приведенных в стандарте технических решений запрещается без согласования с разработчиками.

2 Область применения

Настоящий стандарт устанавливает правила применения неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» при устройстве легких насыпей на слабых грунтах и правила проектирования дорожных одежд с несущим основанием из «Пенобетона «СОВБИ-Д» для автомобильных дорог общего пользования и других объектов транспортного строительства, в частности, городских дорог, автомобильных дорог промышленных и сельскохозяйственных предприятий, временных автомобильных дорог, подъездных путей, площадок для остановки и стоянки автомобилей и т.п.

3 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы ссылки на следующие документы:

3.1 ОДН 218.046-01 Проектирование нежестких дорожных одежд

3.2 Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах. М., 2004 г.

3.3 СТО - 001-50845180-2008 Теплоизоляционный неавтоклавный пенобетон «СОВБИ»

3.4 СНиП 2.05.02-85 Автомобильные дороги

3.5 СНиП 3.06.03-85 Автомобильные дороги

3.6 Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах (к СНиП 2.05.02-85). М., 1989 г.

3.7 СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты

3.8 РД 31.31.46-88 Методика расчета и конструирования жестких покрытий территорий морских портов. Л., 1988 г.

3.9 ТР 138-03 Технические рекомендации по применению укатываемого малоцементного бетона в конструкциях дорожных одежд. М., 2004 г.

3.10 Методические рекомендации по устройству оснований дорожных одежд из «тощего» бетона. М., 2003 г.

3.11 ВСН 197-91* Инструкция по проектированию жестких дорожных одежд

3.12 Методические рекомендации по проектированию жестких дорожных одежд. М., 2004 г.

3.13 СНиП 2.05.08-85 Аэродромы

3.14 СНиП 2.05.07-91* Промышленный транспорт

3.15 ГОСТ 8736-93* Песок для строительных работ. Технические условия

3.16 ГОСТ 8267-93* Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия

3.17 ГОСТ 25607-94 Смеси щебеночно-гравийно-песчаные для покрытий и оснований автомобильных дорог и аэродромов. Технические условия

3.18 СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1

3.19 СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Часть 2

3.20 ВСН 8-89 Инструкция по охране природной среды при строительстве, ремонте и содержании автомобильных дорог

3.21 СНиП 3.01.01-85 Организация строительного производства

4 Термины и определения

«Пенобетон «СОВБИ-Д» (пенобетон ПБС-Д) – неавтоклавный монолитный заливочный мелкоячеистый пенобетон, специально разработанный для выполнения дорожных работ, заданных свойств (табл. П.А.1) изготовленный на строительном объекте на основе портландцементов, других вяжущих и пенообразователя, а также, при необходимости, минеральных и полимерных наполни-

телей и добавок, с использованием оборудования и технологии холдинга «СОВБИ».

Технология «СОВБИ» - это технология обеспечивающая получение пенобетона заданных свойств с использованием универсальных мобильных комплексов, позволяющих производить и заливать на одном и том же оборудовании непосредственно на месте строительства монолитный пенобетон средней плотностью от 200 кг/м^3 и выше. Отличительными особенностями данной технологии является ее мобильность, так как материал производится непосредственно на объекте строительства и возможность использования в пенобетоне зол уноса и других отходов производства, что имеет существенное значение для экологии регионов.

Часть 1 Проектирование легких насыпей на слабых грунтах с применением неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д»

1 Область применения

Настоящей частью стандарта устанавливаются правила по применению неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д» при устройстве легких насыпей автомобильных дорог на слабых грунтах.

2 Термины и определения

Легкая насыпь – это насыпь, в теле которой используются материалы, имеющие меньшую плотность (меньший удельный вес), чем грунт насыпи (рис. 1, рис. 2).

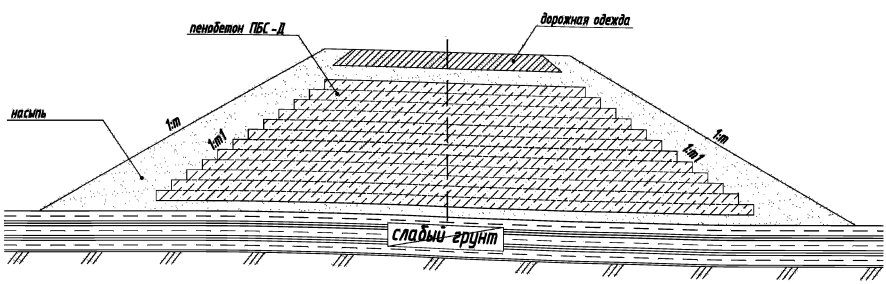


Рис. 1 Легкая насыпь

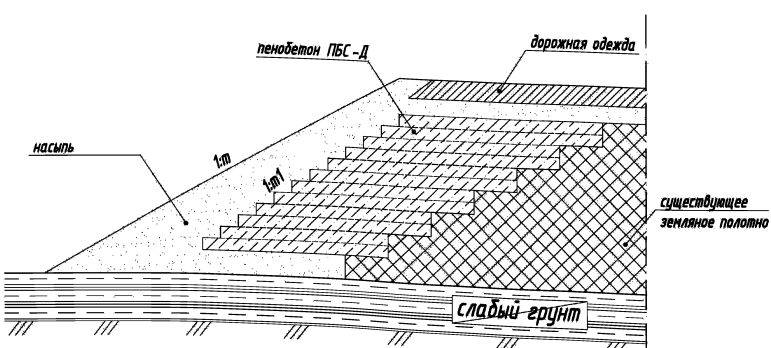


Рис. 2 Прислоненная легкая насыпь при реконструкции автомобильной дороги

Традиционная насыпь – это насыпь, в теле которой используются грунты.

Слабые грунты - к слабым следует относить связные грунты, имеющие прочность на сдвиг в условиях природного залегания при испытании прибором вращательного среза менее 0,075 МПа, удельное сопротивление статическому зондированию конусом с углом при вершине $\alpha = 30°$ менее 0,02 МПа или модуль осадки при нагрузке 0,25 МПа более 50 мм/м (модуль деформации ниже 5 МПа). При отсутствии данных испытаний к слабым грунтам следует относить: торф и заторфованные грунты, илы, сапропели, глинистые грунты с коэффициентом консистенции более 0,5, иольдиевые глины [3.2].

Основания насыпи, в которых в пределах активной зоны имеются слои слабых грунтов мощностью более 0,5 м, относят к слабым основаниям [3.2].

Номенклатура слабых грунтов и их частные классификации

Торф – органогенная осадочная порода, формирующаяся в результате отмирания болотной растительности при избыточном количестве влаги и недостаточном доступе воздуха.

Для торфа характерна высокая влагоемкость и влажность в естественном состоянии (в пределах 150-1000%). Механические свойства торфов зависят от их структурных особенностей, определяемых степенью волокнистости, плотностью, влажностью и составом торфообразователей, косвенно отражаемых величиной конституционной зольности торфа. При зольности менее 5% торф следует называть малозольным (верховым). При зольности от 5 до 20% торф следует называть средней зольности (низинным). При зольности 20-40% торф следует относить к высокозольным (минерализованным).

Значения показателей механических свойств торфяных грунтов ориентировочно можно установить по основным показателям их состава и состояния по таблице П.Б.1.

Сапропели - представляют собой озерные отложения, образующиеся в водоемах в результате отмирания животных и растительных организмов и оседания минеральных частиц, заносимых водой и ветром. Механические свойства сапропелей зависят от их структурных особенностей, состава и плотности –

влажности в природном состоянии.

Значения показателей механических свойств сапропелевых грунтов ориентировочно можно определить по таблице П.Б.2.

Илы - представляют собой глинистые горные породы в начальной стадии формирования, которые образовались в виде структурного осадка в воде при наличии микробиологических процессов и имеют в природном залегании влажность, превышающую влажность на границе текучести. Коэффициент пористости $e > 1$ для супесей и суглинков и $e > 1{,}5$ – для глин.

Развитие в этих грунтах микробиологических процессов, связанных с их органическими составляющими, является одним из важнейших факторов, отличающих илы от других слабых грунтов, содержащих не более 10% органических веществ. Для илов характерно наличие предела структурной прочности на сжатии (при компрессии).

Ориентировочные значения физико-механических характеристик для илов можно устанавливать независимо от их вида, учитывая только состав и состояние, в соответствии с таблицей П.Б.3.

Иольдиевые глины - особая разновидность морских илов ледникового возраста. Верхние слои иольдиевых глин мощностью 0,3-2 м имеют сравнительно высокую плотность и прикрывают нижележащую толщу отложений, характеризующихся высокой влажностью (> 60%), резкой потерей прочности при перемятии, малой упрочняемостью при уплотнении, низкой водопроницаемостью. Иольдиевые глины обладают пределом структурной прочности на сжатии. Они делятся на разновидности по относительной влажности

$$W_{отн} = \frac{W}{W_L},$$

где W – природная влажность;

W_L – влажность на границе текучести.

Значения механических характеристик иольдиевых глин приведены в таблице П.Б.4.

К слабым могут относиться и глинистые грунты различного возраста, но

имеющие в природном состоянии повышенную влажность (переувлажненные глинистые грунты). При этой влажности грунты имеют показатель текучести $I_L > 0,5$.

Ориентировочные значения механических характеристик переувлажненных глинистых грунтов даны в таблице П.Б.5.

3 Общие положения

3.1 Неавтоклавный монолитный «Пенобетон «СОВБИ-Д» применяют в качестве легкого заполнителя насыпи для обеспечения устойчивости основания, снижения осадки и ускорения достижения ее допустимой величины.

3.2 В основу проектного решения положен принцип сохранения слабых грунтов в качестве основания легкой насыпи.

3.3 Земляное полотно на участках слабых грунтов проектируют в виде насыпей. Требования к грунтам рабочего слоя насыпи (верхней части насыпи), а так же необходимое минимальное возвышение низа дорожной одежды над расчетным уровнем поверхностных и грунтовых вод определены действующими нормативными документами [3.4] применительно к III типу местности по характеру и условиям увлажнения.

Нижнюю часть насыпи, располагающуюся ниже уровня поверхности земли, следует устраивать из дренирующих грунтов с коэффициентом фильтрации не менее 1,0 м/сут. При этом толщина слоя из такого грунта должна быть на 0,3÷0,5 м больше суммарной величины расчетной осадки основания и мощности удаляемого слоя (если применяется частичное или полное удаление). Требования к грунтам рабочего слоя и средней части насыпи принимаются по нормативному документу [3.4]. При этом предпочтение следует отдавать применению песчаных и крупнообломочных грунтов с содержанием глинисто-пылеватой фракции до 10%.

3.4 На насыпях устраиваемых из пенобетона ПБС-Д устройство покрытий разрешается сразу после набора пенобетоном расчетной прочности.

3.5 Земляное полотно на участке залегания слабых грунтов в общем слу-

чае проектируют в следующей последовательности:

- на основе результатов инженерно-геологических исследований намечают расчетные участки и устанавливают параметры слабой толщи и физико-механические характеристики слагающих ее грунтов;

- устанавливают минимально допустимую высоту насыпи на том или ином участке, руководствуясь условиями водно-теплового режима, снегозаносимости и исключения упругих колебаний;

- с учетом минимально допустимой высоты насыпи наносят контрольные точки и проектируют красную линию продольного профиля, устанавливают расчетную высоту насыпи на различных поперечниках и намечают расчетные поперечники;

- производят оценку напряженно-деформированного состояния основания в расчетных поперечниках. При этом критерии расчета следующие:

1) устойчивость основания на расчетных поперечниках;

2) величина осадки на расчетных поперечниках;

3) длительность завершения осадки.

- в случае не выполнения одного из критериев определяют требуемую толщину массива пенобетона ПБС-Д (H_b) по оси насыпи и производят конструирование легкой насыпи, т.е. определяют геометрические размеры и расположение массива пенобетона ПБС-Д на расчетных поперечниках;

- при необходимости намечают варианты конструктивно - технологических решений, обеспечивающих повышение устойчивости основания, ускорение осадки или снижение ее величины;

- в качестве дополнительных конструктивно-технологических решений могут быть применены следующие мероприятия:

а) предварительное частичное осушение слабой толщи;

б) временное понижение грунтовых вод;

в) частичная замена слабого грунта;

г) усиление основания жесткими сваями. При этом легкая насыпь позволяет значительно увеличить шаг свай, уменьшить длину свай.

- разрабатывают рекомендации по наиболее рациональной технологии и организации работ, а также регламент работ по организации наблюдений за деформациями насыпи в процессе строительства и эксплуатации.

3.6 Отдельные положения настоящего части стандарта могут уточняться на основе опыта строительства, новых данных исследований.

4 Оценка напряженно-деформированного состояния грунтов

4.1 Для определения напряженно-деформированного состояния основания насыпи используются решения плоской задачи теории линейно-деформированного однородного полупространства, загруженного с поверхности нагрузкой распределенной по тому или иному закону.

В качестве базовых схем используются:

- трапециевидная нагрузка (рис. 3);

- равномерно распределенная нагрузка по ширине полосы (рис. 4);

Для прогноза конечной величины и хода осадки во времени используется схема одномерного компрессионного сжатия.

4.2 Нормальные напряжения от собственного веса подстилающего грунта определяются по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \cdot h_i, \qquad (1)$$

где γ_i - удельный вес *i*-го слоя грунта основания;

n – количество слоев однородного грунта;

h_i – толщина *i*-го слоя грунта основания.

4.3 Для грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод удельный вес *i*-го слоя определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_i^{взв} = \frac{(\gamma_{si} - \gamma_w)}{(1 + e_i)}, \qquad (2)$$

где γ_{si} - удельный вес частиц грунта;

γ_w - удельный вес воды;

e_i - коэффициент пористости грунта.

4.4 Главные нормальные напряжения (σ_1, σ_2) от трапециевидной нагрузки определяются по формулам (3) или по графикам (приложение Е).

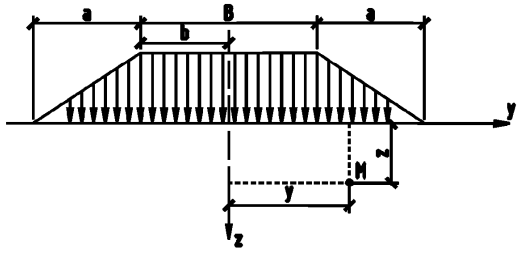


Рис. 3 Схема для расчетов компонентов напряжений в основании (трапециевидная эпюра нагрузки)

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi \cdot a}\left[a \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \frac{B}{2} \cdot (\alpha_1 + \alpha_3) - x \cdot (\alpha_3 - \alpha_1) - Z \cdot \ln\frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + Z\sqrt{\ln^2\frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\alpha_3 - \alpha_1)^2}\right]$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi \cdot a}\left[a \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \frac{B}{2} \cdot (\alpha_1 + \alpha_3) - x \cdot (\alpha_3 - \alpha_1) - Z \cdot \ln\frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} - Z\sqrt{\ln^2\frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\alpha_3 - \alpha_1)^2}\right], \quad (3)$$

где $R_1 = \sqrt{Z^2 + (b+a)^2}$;

$R_2 = \sqrt{Z^2 + (\frac{B}{2} + y)^2}$;

$R_3 = \sqrt{Z^2 + (y - \frac{B}{2})^2}$;

$R_4 = \sqrt{Z^2 + (b + a - y)^2}$;

$\alpha_1 = \arcsin(\frac{Z}{R_2}) - \arcsin(\frac{Z}{R_1})$;

$\alpha_2 = \arcsin(\frac{Z}{R_3}) - \arcsin(\frac{Z}{R_2})$;

$\alpha_3 = \arcsin(\frac{y - \frac{B}{2}}{R_3}) + \arcsin(\frac{a + \frac{B}{2} - y}{R_4})$

4.5 Главные нормальные напряжения (σ_1, σ_2) от равномерно распределенной нагрузки определяются по формулам (4, 5).

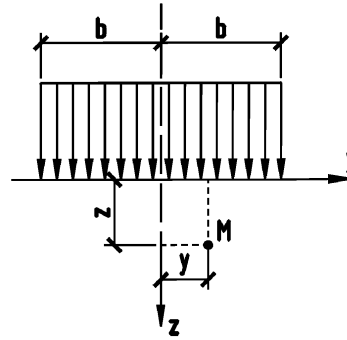


Рис. 4 Схема для расчетов компонентов напряжений в основании (равномерно распределенная эпюра нагрузки)

Главные напряжения для точек, находящихся в пределах между вертикалями, которые проведены через края равномерно распределенной нагрузки.

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi}[(\alpha_1 + \alpha_2) + \sin(\alpha_1 + \alpha_2)]$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi}[(\alpha_1 + \alpha_2) - \sin(\alpha_1 + \alpha_2)], \qquad (4)$$

где $\alpha_1 = \arcsin\frac{b+y}{\sqrt{z^2 + (b+y)^2}}$;

$\alpha_2 = arcsin\frac{b-y}{\sqrt{z^2 + (b-y)^2}}$

Главные напряжения для точек, находящихся за пределами вертикалей, которые проведены через края равномерно распределенной нагрузки.

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi}[(\alpha_1 - \alpha_2) + \sin(\alpha_1 - \alpha_2)]$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi}[(\alpha_1 - \alpha_2) - sin(\alpha_1 - \alpha_2)], \qquad (5)$$

где $\alpha_1 = \arcsin\dfrac{y+b}{\sqrt{z^2+(y+b)^2}}$;

$\alpha_2 = \arcsin\dfrac{y-b}{\sqrt{z^2+(y-b)^2}}$

4.6 Вертикальные напряжения (σ_z) от трапециевидной и равномерно распределенной нагрузки устанавливаются по номограмме Остерберга (приложение Д).

4.7 Предельная величина активного напряжения сдвига определяется по зависимости

$$\tau_{пр} = c_{нач} + \gamma_{ср} \cdot z \cdot tg\varphi_{нач}, \qquad (6)$$

где c и φ - сцепление и угол внутреннего трения грунта слабой толщи;

$\gamma_{ср}$ - средневзвешенный удельный вес грунта слабой толщи (в необходимых случаях с учетом взвешивания), расположенной выше горизонта z;

z - глубина рассматриваемого горизонта от поверхности земли.

4.8 Расчетное активное напряжения сдвига определяется по зависимости

$$\tau_p = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2 \cdot \cos\varphi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot tg\varphi, \qquad (7)$$

где σ_1 и σ_2 - значения главных напряжений в рассматриваемой точке от внешней нагрузки.

φ - угол внутреннего трения грунта слабой толщи.

4.9 Конечная осадка сжимаемой толщи, исходя из условий одномерной задачи, определяется методом суммирования по формуле

$$S_{кон} = \sum_{1}^{n} e_{pzi} \cdot h_i, \qquad (8)$$

где e_{pzi} – модуль осадки грунта i-го слоя;

h_i – мощность i-го слоя;

n – количество слоев, однородных по напряженно-деформированному состоянию.

Конечную осадку насыпи в теле которой устроен массив из пенобетона ПБС-Д т.е. с «жесткой» плитой в основании (плитой способной воспринимать изгибающие напряжения) допускается определять исходя из равенства площадей эпюр осадок (рис. 5).

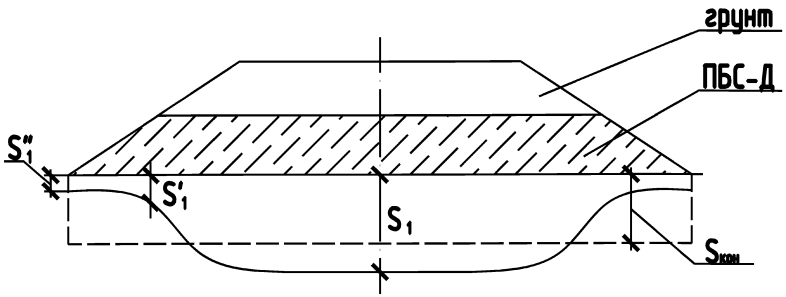


Рис. 5 Схема для определения средней конечной осадки

4.10 При проектировании насыпи в теле которой устроен массив из пенобетона ПБС-Д необходимо ограничивать величину крена допустимой величиной $\left(i \le i_{доп}\right)$ исходя из тех или иных условий (рис. 6).

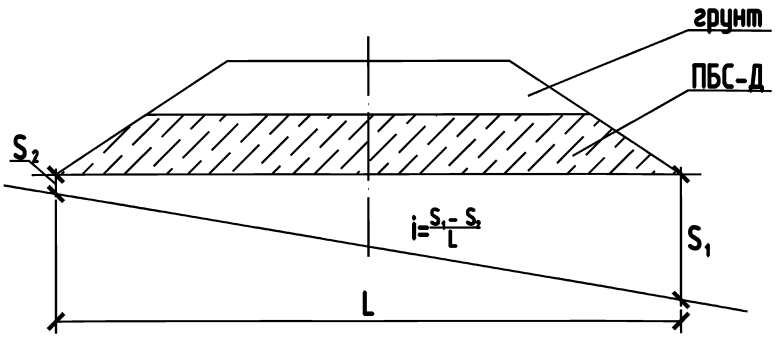


Рис. 6 Схема для определения крена насыпи

4.11 В общем случае оценку устойчивости в различных точках основания следует устанавливать по формуле

$$K_{ст} = \frac{\tau_{пр}}{\tau_{р}} \qquad (9)$$

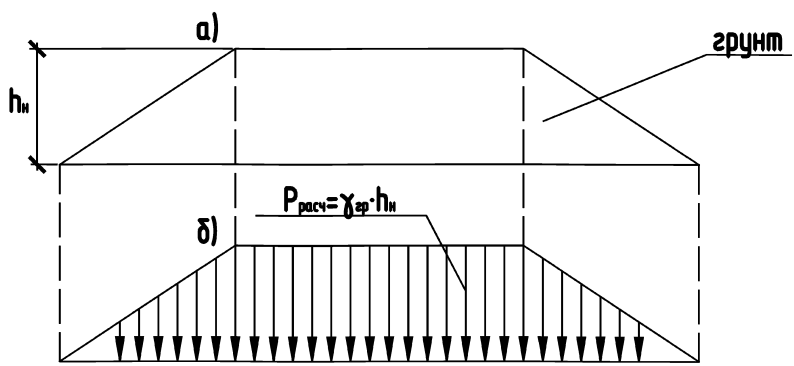
По результатам определения коэффициента стабильности строят изолинии равных величин $K_{ст}$ и определяют зоны, в которых $K_{ст} < 1$.

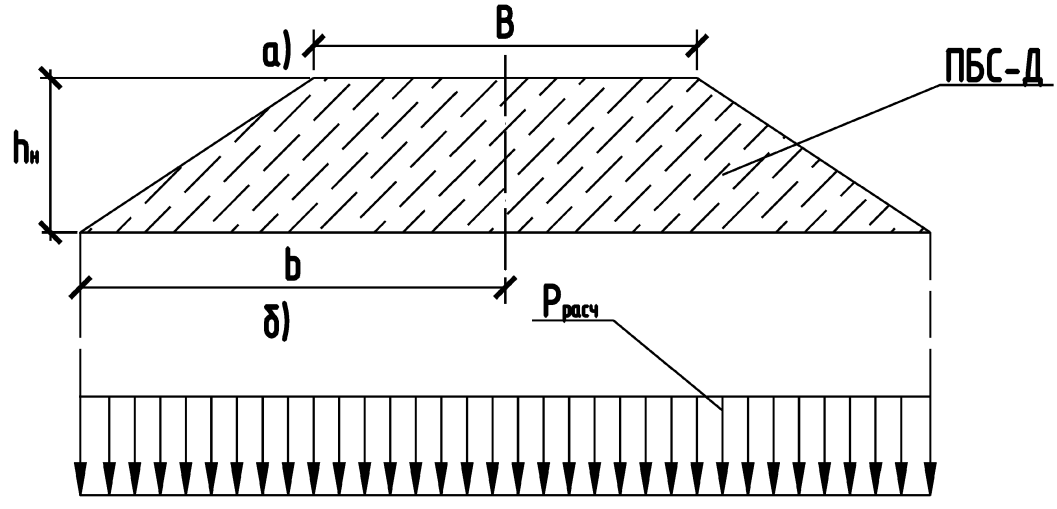
4.12 В случае симметричной внешней нагрузки и постоянными заложениями откосов устойчивость слабой толщи по оси насыпи можно устанавливать по формуле

$$K_{без} = \frac{P_{без}}{P_{расч}} \qquad (10)$$

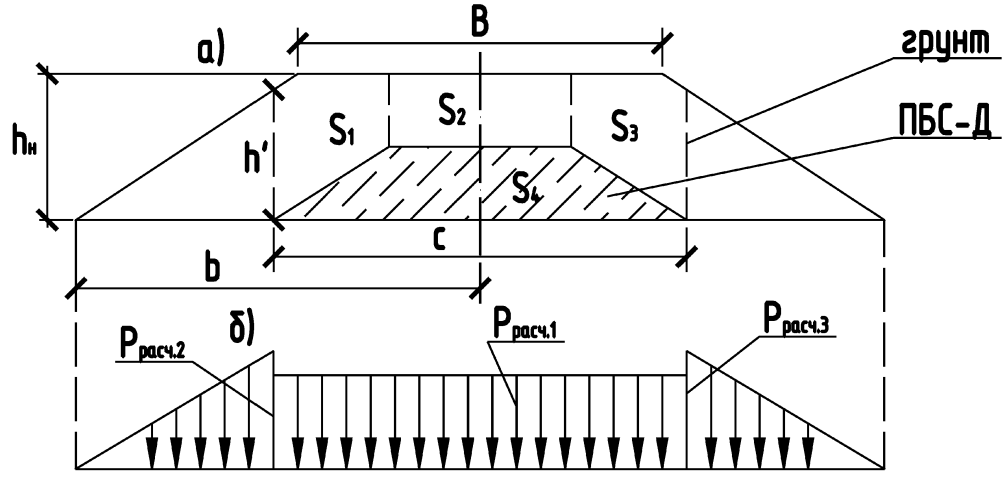
4.13 Влияние нагрузки от подвижного состава на напряженно-деформированное состояние основания учитывается в виде дополнительной статической нагрузки.

4.14 Расчетные схемы внешней нагрузки на поверхности слабой толщи устанавливают в зависимости от конструкции насыпи.





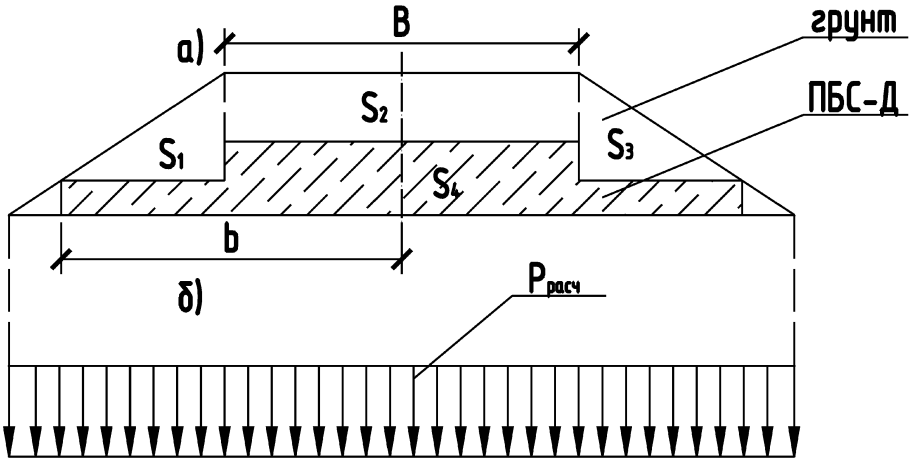
$$P_{расч} = \frac{\left(\frac{B+2b}{2}\right) \cdot h_н \cdot \gamma_b}{2b}$$



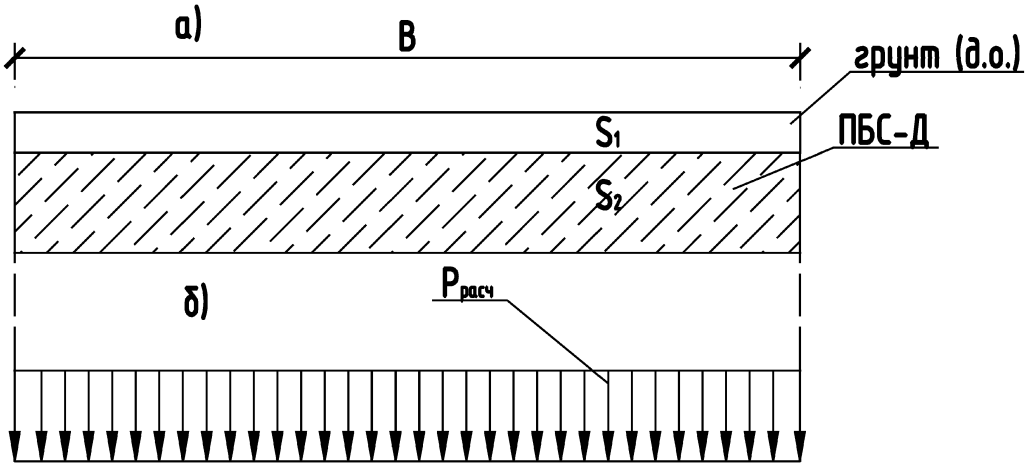
$$P_{расч.1} = \frac{(S_1 + S_2 + S_3) \cdot \gamma_{гр} + S_4 \cdot \gamma_b}{c}$$

$$P_{расч.2} = h' \cdot \gamma_{гр}$$

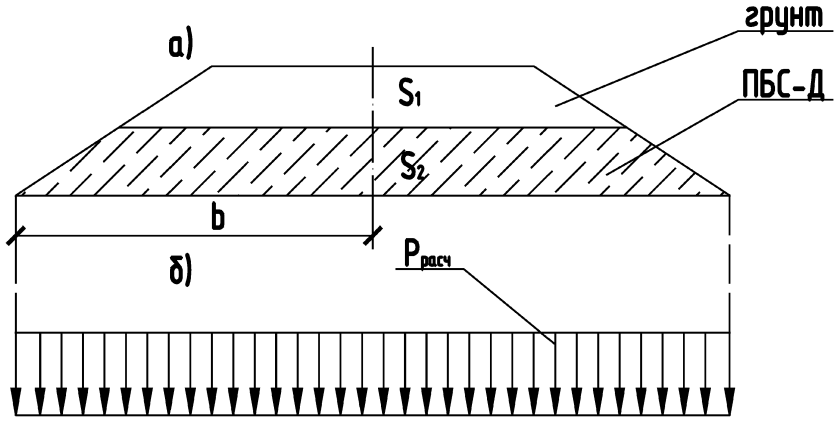
$$P_{расч.2} = h' \cdot \gamma_{гр}$$



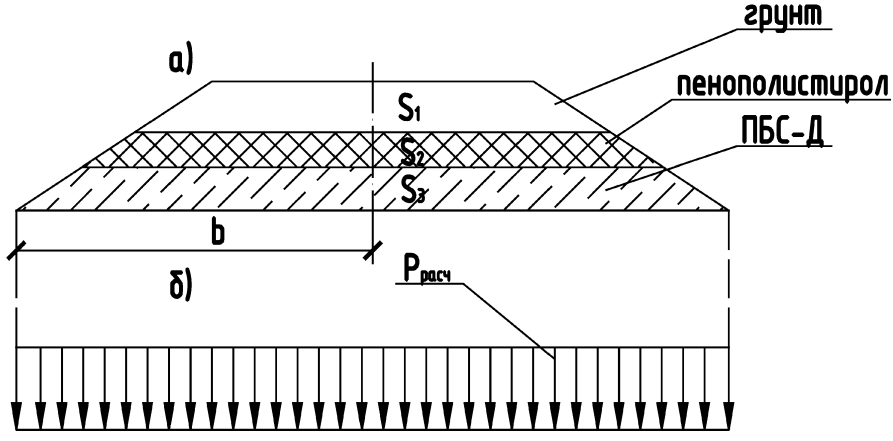
$$P_{расч} = \frac{(S_1 + S_2 + S_3)\cdot \gamma_{гр} + S_4 \cdot \gamma_b}{2b}$$



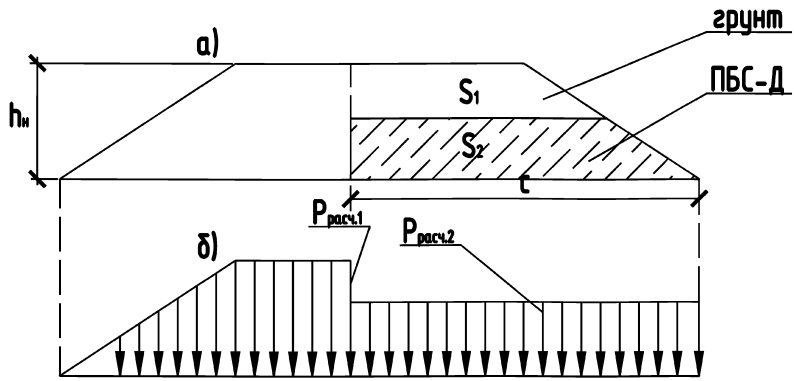
$$P_{расч} = \frac{S_1\gamma_{гр} + S_2 \cdot \gamma_b}{B}$$



$$P_{расч} = \frac{S_1\gamma_{гр} + S_2 \cdot \gamma_b}{2b}$$



$$P_{расч} = \frac{S_1\gamma_{гр} + S_2 \cdot \gamma_n + S_3 \cdot \gamma_b}{2b}$$



$$P_{расч.1} = h_н \cdot \gamma_{гр}$$

$$P_{расч.2} = \frac{S_1 \cdot \gamma_{гр} + S_2 \cdot \gamma_b}{c}$$

Рис. 7 Некоторые расчетные схемы внешней нагрузки

а) конструктивное решение насыпи; б) расчетная схема

$P_{расч}$ – расчетное давление (нагрузка);

S – площадь поперечного сечения того или иного элемента насыпи;

γ – удельный вес материалов насыпи.

5 Примеры расчета легких насыпей

Пример №1

Исходные данные:

Насыпь (рис. 8): расчетная высота $h_н = 8$ м; ширина поверху $B = 12$ м; заложение откосов $m = 1:1{,}75$; удельный вес грунта насыпи $\gamma_н = 20$ кН/м^3; тип дорожного покрытия – капитальный; толщина дорожной одежды $t_{д.о.} = 1{,}2$ м; максимально допустимая осадка $S_{кон}^{доп} = 20\,см$.

Горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли.

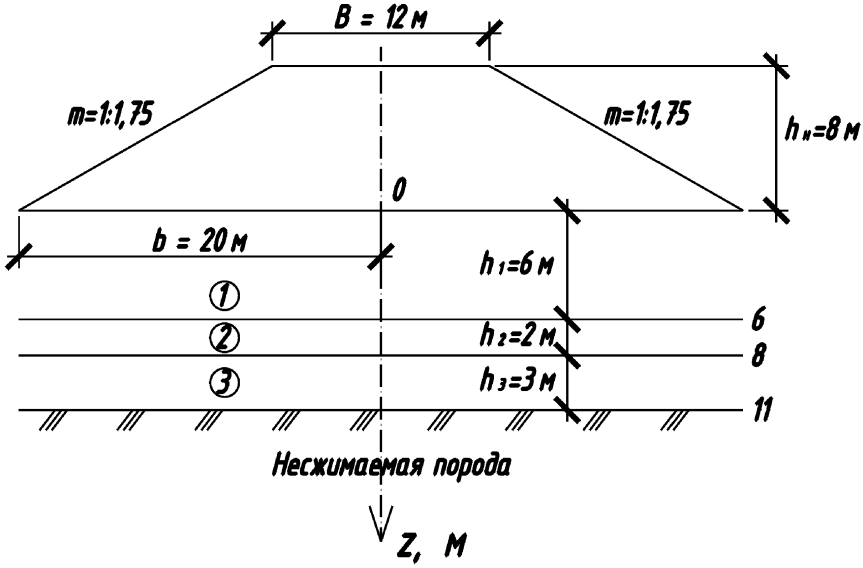


Рис. 8 Расчетная схема насыпи и основания

Грунты основания:

1) Суглинок текучий, тиксотропный

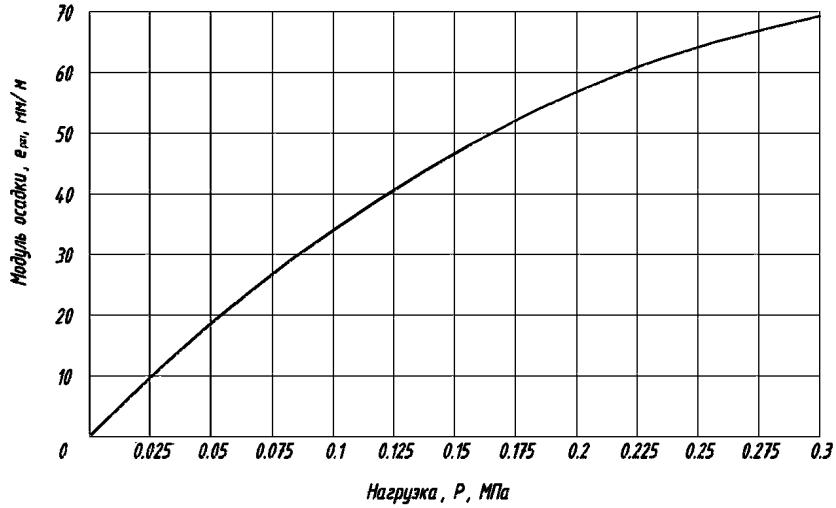


Рис. 9 Компрессионная кривая

2) Суглинок мягкопластичный, тиксотропный

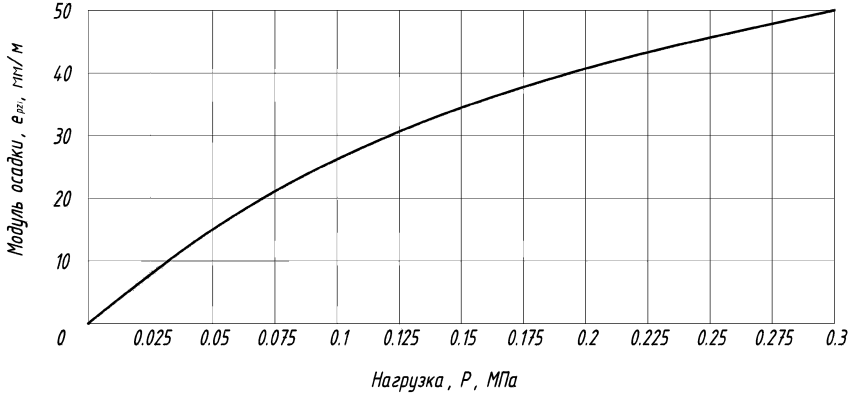


Рис. 10 Компрессионная кривая

3) Супесь пылеватая пластичная

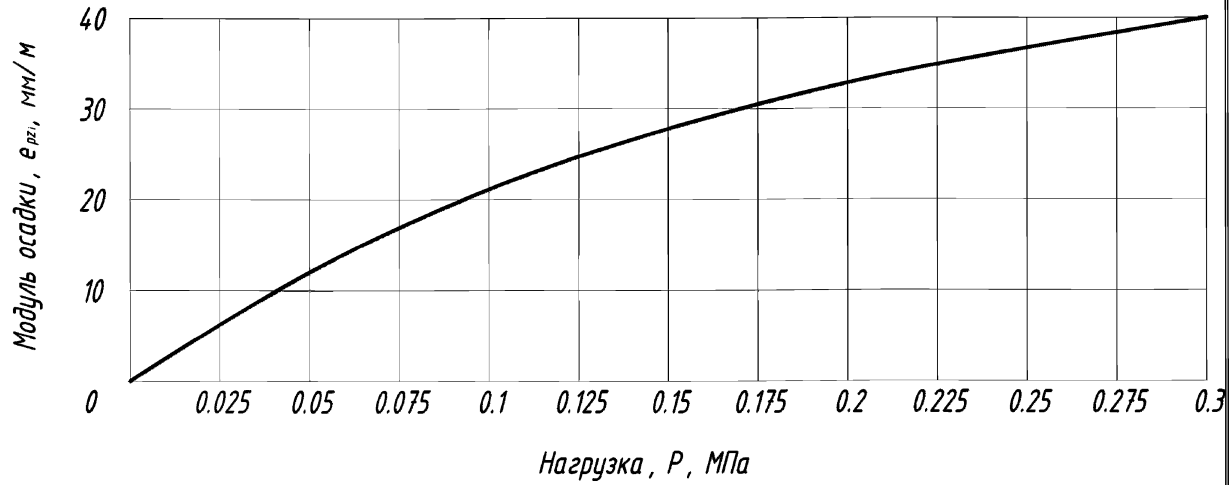


Рис. 11 Компрессионная кривая

4) Известняк трещиноватый

Физико-механические характеристики грунтов основания

Таблица 1

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Удельный вес частиц грунта, γ_s, кН/м^3	Плотность грунта, ρ, г/см^3	Коэффициент пористости, e	Природная влажность W, %	Прочностные характеристики		Модуль деформации, E, МПа (кгс/см^2)	Коэффициент консолидации, C_u, см^2/год
							Угол внутреннего трения, φ, град	Сцепление, c, кПа (кгс/см^2)		
1	Суглинки текучие тиксотропные	Ig III	27,3	1,91	0,9	32	5	7 (0,07)	5,0 (50)	$35{,}0\cdot10^4$ при нагрузке 0,05 МПа
2	Суглинки мягкопластичные тиксотропные	Ig III	26,5	1,93	0,750	28	15	12 (0,12)	8 (80)	-
3	Супеси пылеватые пластичные	Ig III	27,1	2,03	0,673	25	20	16 (0,16)	11 (110)	-

Проверка устойчивости слабых грунтов в основании насыпи

Устойчивость (несущая способность) слабых грунтов в основании насыпи оценивается по величине коэффициента безопасности по формуле

$$K_{без} = \frac{P_{без}}{P_{расч}}$$

Расчет выполняется для условий быстрой и медленной отсыпки насыпи. Безопасная нагрузка при быстрой отсыпке насыпи определяется по формуле

$$P_{без}^{нач} = \left[\frac{(c_{нач} + \gamma_{ср} \cdot z \cdot tg\varphi_{нач})}{\beta}\right]_{min},$$

где $c_{нач}$ и $\varphi_{нач}$ – сцепление и угол внутреннего трения грунта слабой толщи при его природной плотности-влажности, кН/м^2 и град;

$\gamma_{ср}$ – средневзвешенный удельный вес грунта слабой толщи (в необходимых случаях с учетом взвешивания), расположенной выше горизонта z, кН/м^3;

z – глубина рассматриваемого горизонта от поверхности земли, м;

β – функция, зависящая от $\varphi_{нач}$, формы эпюры нагрузки и относительной глубины (по графикам приложения Е).

Определим безопасную нагрузку при быстрой отсыпке традиционной насыпи. Для этого с выбранным шагом по z определяем $P_{без}^{нач}$.

Определим $P_{без}^{нач}$ для слоя суглинка текучего толщиной $h_1 = 6$ м.

Выбираем шаг по z равным 1 м.

Для установления значений β от трапециевидной нагрузки необходимо рассчитать $\frac{2a}{B}$ и $\frac{z}{b}$. При высоте насыпи 8 м и заложении откосов 1:1,75 – $a = 1{,}75 \cdot 8 = 14$ м, тогда $\frac{2a}{B} = \frac{2 \cdot 14}{12} = 2{,}33$.

При $z = 0$ м, $\frac{z}{b} = \frac{0}{20} = 0$. По таблице 1 значения угла внутреннего трения и сцепления слоя, соответствующие природной влажности, равны $\varphi_{нач} = 5°$, $c_{нач} = 7кПа = 0{,}007$ МПа. По графикам приложения Е определяем $\beta = 0$, следова-

тельно $P_{без}^{нач}$ стремится к максимуму.

При $z = 1$ м, $\frac{z}{b} = \frac{1}{20} = 0{,}05$ интерполируя значения β для $\frac{2a}{B} = 1$ и $\frac{2a}{B} = 3$ находим $\beta = 0{,}04$. Далее определяем средневзвешенный удельный вес толщи грунта расположенной выше горизонта z. Для грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, удельный вес *i*-го слоя грунта определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_i^{взв} = \frac{(\gamma_{si} - \gamma_w)}{(1 + e_i)},$$

где γ_{si} – удельный вес частиц грунта, кН/м^3;

γ_w – удельный вес воды, кН/м^3;

e_i – коэффициент пористости грунта.

Горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли, поэтому устанавливаем удельный вес слоя суглинка текучего с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_1^{взв} = \frac{(27{,}3 - 10)}{(1 + 0{,}9)} = 9{,}11$ кН/м^3, удельный вес частиц грунта γ_{si} и коэффициент пористости e_i устанавливаем из таблицы 1.

Средневзвешенный удельный вес слоя грунта с учетом взвешивания $\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot z}{z} = 9{,}11$ кН/м^3.

Безопасная нагрузка $P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 1 \cdot tg5)}{0{,}04} = 195 кН/м^2 = 0{,}195$ МПа.

При $z = 2$ м, $\frac{z}{b} = \frac{2}{20} = 0{,}1$, интерполяцией находим $\beta = 0{,}06$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 2 \cdot tg5)}{0{,}06} = 143 кН/м^2 = 0{,}143 \text{ МПа}.$$

При $z = 3$ м, $\frac{z}{b} = \frac{3}{20} = 0{,}15$. Интерполируя значения β для $\frac{2a}{B} = 1$ – $\beta = 0{,}16$ и $\frac{2a}{B} = 3$ – $\beta = 0{,}12$ находим для $\frac{2a}{B} = 2{,}33$ $\beta = 0{,}16 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}12 - 0{,}16)}{(3 - 1)} = 0{,}133$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 3 \cdot tg5)}{0{,}133} = 70{,}6 кН/м^2 = 0{,}071 \text{ МПа}.$$

При $z = 4$ м, $\frac{z}{b} = \frac{4}{20} = 0{,}2$, $\beta = 0{,}19 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}15 - 0{,}19)}{(3-1)} = 0{,}163$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 4 \cdot tg5)}{0{,}163} = 62{,}5 кН/м^2 = 0{,}063 \text{ МПа}.$$

При $z = 5$ м, $\frac{z}{b} = \frac{5}{20} = 0{,}25$, $\beta = 0{,}21 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}18 - 0{,}21)}{(3-1)} = 0{,}19$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 5 \cdot tg5)}{0{,}19} = 57{,}8 кН/м^2 = 0{,}058 \text{ МПа}.$$

При $z = 6$ м, $\frac{z}{b} = \frac{6}{20} = 0{,}3$, $\beta = 0{,}23 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}2 - 0{,}23)}{(3-1)} = 0{,}21$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 6 \cdot tg5)}{0{,}21} = 56 кН/м^2 = 0{,}056 \text{ МПа}.$$

Определим $P_{без}^{нач}$ для слоя суглинка мягкопластичного, толщиной $h_2 = 2$ м. Выбираем шаг по z равным 1 м.

При $z = 6$ м, $\frac{z}{b} = \frac{6}{20} = 0{,}3$. По таблице 1 значения угла внутреннего трения и сцепления слоя, соответствующие природной влажности, равны $\varphi_{нач} = 15°$, $c_{нач} = 12 кПа = 0{,}012$ МПа. По графикам приложения Е устанавливаем

$$\beta = 0{,}15 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}12 - 0{,}15)}{(3-1)} = 0{,}13.$$

Получаем $P_{без}^{нач} = \frac{(12 + 9{,}11 \cdot 6 \cdot tg15)}{0{,}13} = 205 кН/м^2 = 0{,}205$ МПа.

При $z = 7$ м, $\frac{z}{b} = \frac{7}{20} = 0{,}35$, $\beta = 0{,}16 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}13 - 0{,}16)}{(3-1)} = 0{,}14$.

Удельный вес слоя суглинка мягкопластичного с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_2^{взв} = \frac{(26{,}5 - 10)}{(1 + 0{,}750)} = 9{,}43 \text{ кН/м}^3.$$

Средневзвешенный удельный вес слоя грунта, расположенного выше горизонта z, с учетом взвешивания равен

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot (z - h_1)}{z} = \frac{9{,}11 \cdot 6 + 9{,}43 \cdot (7 - 6)}{7} = 9{,}16 \text{ кН/м}^3.$$

Тогда, $P_{без}^{нач} = \frac{(12 + 9{,}16 \cdot 7 \cdot tg15)}{0{,}14} = 208 кН/м^2 = 0{,}208$ МПа.

При $z = 8$ м, $\frac{z}{b} = \frac{8}{20} = 0{,}4$, $\beta = 0{,}17 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}14 - 0{,}17)}{(3-1)} = 0{,}15$.

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot (z - h_1)}{z} = \frac{9{,}11 \cdot 6 + 9{,}43 \cdot (8-6)}{8} = 9{,}19 \text{ кН/м}^3.$$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(12 + 9{,}19 \cdot 8 \cdot tg15)}{0{,}15} = 211 кН/м^2 = 0{,}211 \text{ МПа}.$$

Определим $P_{без}^{нач}$ для слоя супеси пылеватой пластичной, толщиной $h_3 = 3$ м. Выбираем шаг по z равным 1 м.

При $z = 8$ м, $\frac{z}{b} = \frac{8}{20} = 0{,}4$. Значения угла внутреннего трения и сцепления слоя, соответствующие природной влажности, равны $\varphi_{нач} = 20°$, $c_{нач} = 16 кПа = 0{,}016$ МПа.

$$\beta = 0{,}15 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}12 - 0{,}15)}{(3-1)} = 0{,}13.$$

Получаем $P_{без}^{нач} = \frac{(16 + 9{,}19 \cdot 8 \cdot tg20)}{0{,}13} = 329 кН/м^2 = 0{,}329$ МПа.

При $z = 9$ м, $\frac{z}{b} = \frac{9}{20} = 0{,}45$, $\beta = 0{,}155 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}13 - 0{,}155)}{(3-1)} = 0{,}138$.

Удельный вес слоя супеси пылеватой пластичной с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_3^{взв} = \frac{(27{,}1 - 10)}{(1 + 0{,}673)} = 10{,}22$ кН/м^3.

Средневзвешенный удельный вес грунта, расположенного выше горизонта z, с учетом взвешивания равен

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot h_2 + \gamma_3^{взв} \cdot (z - h_1 - h_2)}{z} = \frac{9{,}11 \cdot 6 + 9{,}43 \cdot 2 + 10{,}22 \cdot (9 - 6 - 2)}{9} = 9{,}3$$

кН/м^3.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(16 + 9{,}3 \cdot 9 \cdot tg20)}{0{,}138} = 337 кН/м^2 = 0{,}337 \text{ МПа}.$$

При $z = 10$ м, $\frac{z}{b} = \frac{10}{20} = 0{,}5$, $\beta = 0{,}158 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}14 - 0{,}158)}{(3-1)} = 0{,}146$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}11 \cdot 6 + 9{,}43 \cdot 2 + 10{,}22 \cdot (10 - 6 - 2)}{10} = 9{,}4 \text{ кН/м}^3.$$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(16 + 9{,}4 \cdot 10 \cdot tg20)}{0{,}146} = 344 кН/м^2 = 0{,}344 \text{ МПа}.$$

При $z = 11$ м, $\frac{z}{b} = \frac{11}{20} = 0{,}55$, $\beta = 0{,}16 + (2{,}33 - 1) \cdot \frac{(0{,}145 - 0{,}16)}{(3-1)} = 0{,}15$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}11 \cdot 6 + 9{,}43 \cdot 2 + 10{,}22 \cdot (11 - 6 - 2)}{11} = 9{,}47 \text{ кН/м}^3.$$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(16 + 9{,}47 \cdot 11 \cdot tg20)}{0{,}15} = 359 кН/м^2 = 0{,}359 \text{ МПа}.$$

Минимальное значение безопасной нагрузки на основание для условия быстрой отсыпки насыпи равно $P_{без}^{нач} = 56 кН/м^2 = 0{,}056$ МПа.

При быстрой отсыпке расчетная нагрузка от насыпи составит $P_{расч} = \gamma_н \cdot h_н = 20 \cdot 8 = 160 кН/м^2 = 0{,}160$ МПа.

Коэффициент безопасности равен $K_{без}^{нач} = \frac{0{,}056}{0{,}160} = 0{,}35 < 1$. Следовательно, устойчивость слабых грунтов в основании насыпи при быстрой отсыпке не обеспечена. В этом случае необходимо проверить устойчивость основания при медленной отсыпке.

Из-за увеличения времени строительства при медленной отсыпке насыпи, данное условие не рассматриваем.

Слабый грунт может быть использован в качестве основания, но необходимы дополнительные мероприятия для обеспечения несущей способности грунта.

Расчет легкой насыпи из «Пенобетона «СОВБИ-Д» для обеспечения несущей способности основания

При применении легкой насыпи для обеспечения несущей способности основания исходят из соблюдения равенства действующей расчетной нагрузки P_0 безопасной $P_{без}^{нач}$ для условий быстрой отсыпки насыпи.

$$P_0 = P_{без}^{нач}$$

Вследствие применения в основании насыпи массива из пенобетона ПБС-Д, нагрузка на грунт от насыпи изменяется (трансформируется) от трапециевидной на равномерно распределенную (прямоугольную) нагрузку. Соот-

ветственно при определении $P_{без}^{нач}$ функция β определяется по номограмме П.Е.17.

Определим $P_{без}^{нач}$ для слоя суглинка текучего, толщиной h_1=6 м, $\varphi_{нач}$=5°, с = 0,07 МПа.

Выбираем шаг по z равным 1 м.

При $z = 0 \div 3$ м, $\frac{z}{b} = \frac{0 \div 3}{20} = 0 \div 0{,}2$ определяем $\beta = 0$, следовательно, $P_{без}^{нач}$ стремится к максимуму.

При $z = 4$ м, $\frac{z}{b} = \frac{4}{20} = 0{,}2$ находим $\beta = 0{,}047$.

Так как горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли, то удельный вес слоя суглинка текучего с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_1^{взв} = \frac{(27{,}3-10)}{(1+0{,}9)} = 9{,}11$ кН/м^3, удельный вес частиц грунта γ_{sl} и коэффициент пористости e_i берем из таблицы 1.

Средневзвешенный удельный вес слоя грунта с учетом взвешивания $\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot z}{z} = 9{,}11$ кН/м^3.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 4 \cdot tg5)}{0{,}047} = 216\,кН/м^2 = 0{,}216\,МПа$$

При $z = 5$ м, $\frac{z}{b} = \frac{5}{20} = 0{,}25$ находим $\beta = 0{,}073$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 5 \cdot tg5)}{0{,}073} = 150\,кН/м^2 = 0{,}150\,МПа$$

При $z = 6$ м, $\frac{z}{b} = \frac{6}{20} = 0{,}3$ находим $\beta = 0{,}105$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(7 + 9{,}11 \cdot 6 \cdot tg5)}{0{,}105} = 112\,кН/м^2 = 0{,}112\,МПа$$

Минимальное значение безопасной нагрузки (давления)

$$P_{без}^{нач} = 112\,кН/м^2 = 0{,}112\,МПа$$

Определяем расчетную вертикальную нагрузку $N_{расч}$ от насыпи

$$N_{расч} = \frac{B+2b}{2} \cdot h \cdot \gamma_{гр} \cdot 1\,пог.м = \frac{12+40}{2} \cdot 8 \cdot 20 \frac{кН}{м^3} \cdot 1\,пог.м = 4160\,кН$$

Определяем расчетную равномерно распределенную нагрузку (давление) от насыпи

$$P_{расч} = \frac{N_{расч}}{2b \cdot 1 пог.м} = \frac{4160}{40} = 104 \ \frac{кН}{м^2}$$

$P_{расч} = 104 \ \frac{кН}{м^2} < P_{без}^{нач} = 112 \ \frac{кН}{м^2}$, следовательно, применение «Пенобетона «СОВБИ-Д» в теле насыпи в качестве легкого заполнителя не требуется.

В связи с тем, что безопасное давление определялось для равномерно распределенной нагрузки необходимо в основании насыпи устроить «жесткую» плиту из пенобетона ПБС-Д марки D1000, высотой не менее 1 м.

Расчет конечной величины осадки основания

Для условия одномерной задачи конечная величина осадки основания в пределах активной зоны сжатия определяется методом послойного суммирования с использованием зависимости:

$$S_{кон} = 0{,}001 \cdot \sum_{1}^{n} e_{pzi} \cdot h_i \ ,$$

где 0,001 – переводной коэффициент;

n – количество слоев, однородных по напряженно-деформированному состоянию;

e_{pzi} – модуль осадки грунта i-го слоя, устанавливаемый по компрессионной кривой при нагрузке P_i, равной вертикальному нормальному напряжению для середины этого слоя от веса насыпи (σ_{zi}), мм/м;

h_i – мощность i-го слоя, м.

В качестве нижней границы сжимаемой толщи основания принимаем кровлю малосжимаемого грунта, расположенную на глубине H_c=*11 м*, не превышающей половины ширины насыпи понизу (b=*20 м*).

Расчетную нагрузку P_0 от легкой насыпи (рис. 12) на поверхности слабой толщи определяем по формуле

$$P_0 = \frac{N_{расч}}{2b \cdot 1\,пог.м} = \frac{V_{гр1} \cdot \gamma_{гр1} + V_b \cdot \gamma_b + V_{гр2} \cdot \gamma_{гр2}}{2b \cdot 1\,пог.м} = \frac{151{,}94 \cdot 20 + 36{,}5 \cdot 10 + 19{,}56 \cdot 20}{40 \cdot 1\,пог.м} = 94{,}88\,\frac{кН}{м^2}$$

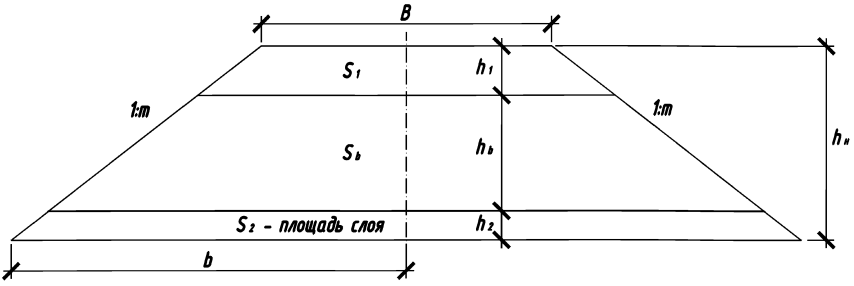


Рис. 12 Расчетная схема

Определяем действующие вертикальные напряжения (σ_z) в каждом слое по оси насыпи

$$\sigma_z = 2P_o \cdot \alpha$$

Значение коэффициента α определяем по номограмме Остерберга (приложение Д).

$$\sigma_{z_1} = 2 \cdot 94{,}88 \cdot 0{,}5 \approx 0{,}095\ МПа$$

$$\sigma_{z_2} = 2 \cdot 94{,}88 \cdot 0{,}49 \approx 0{,}093\ МПа$$

$$\sigma_{z_3} = 2 \cdot 94{,}88 \cdot 0{,}47 \approx 0{,}089\ МПа$$

По компрессионным кривым слоев определяем соответствующие модули осадки:

$$e_{pz_1} = 33\ см$$

$$e_{pz_2} = 25\ см$$

$$e_{pz_3} = 19\ см$$

Тогда,

$$S_{кон} = 0{,}001 \cdot (33 \cdot 600 + 25 \cdot 200 + 19 \cdot 300) = 30{,}5\ см$$

$$S_{кон} = 30{,}5\ см > S_{кон}^{доп} = 20\ см$$

Для уменьшения осадки увеличиваем толщину слоя пенобетона ПБС-Д до 2,5 м и меняем марку на D600.

Тогда расчетная нагрузка на поверхности слабой толщи равна

$$P_0 = \frac{V_{гр1} \cdot \gamma_{гр1} + V_b \cdot \gamma_b + V_{гр2} \cdot \gamma_{гр2}}{2b \cdot 1\,пог.м} = \frac{103{,}75 \cdot 20 + 84{,}69 \cdot 6 + 19{,}56 \cdot 20}{40 \cdot 1\,пог.м} = 74{,}36\,\frac{кН}{м^2}$$

Определяем действующие вертикальные напряжения (σ_z) в каждом слое

$\sigma_{z_1} = 2 \cdot 74{,}36 \cdot 0{,}5 \approx 0{,}0744$ МПа

$\sigma_{z_2} = 2 \cdot 74{,}36 \cdot 0{,}49 \approx 0{,}073$ МПа

$\sigma_{z_3} = 2 \cdot 74{,}36 \cdot 0{,}47 \approx 0{,}07$ МПа

Соответствующие модули осадки:

$e_{pz_1} = 26$ см

$e_{pz_2} = 20$ см

$e_{pz_3} = 16$ см

Тогда

$$S_{кон} = 0{,}001 \cdot (26 \cdot 600 + 20 \cdot 200 + 16 \cdot 300) = 24{,}4\text{ см}$$

$$S_{кон} = 24{,}4\text{ см} > S_{кон}^{доп} = 20\text{ см}$$

Увеличиваем толщину слоя пенобетона ПБС-Д до 4 метров и меняем марку на D500.

Тогда расчетная нагрузка равна

$$P_0 = \frac{V_{гр1} \cdot \gamma_{гр1} + V_b \cdot \gamma_b + V_{гр2} \cdot \gamma_{гр2}}{2b \cdot 1\,пог.м} = \frac{63{,}44 \cdot 20 + 125 \cdot 5 + 19{,}56 \cdot 20}{40 \cdot 1\,пог.м} = 57{,}125\,\frac{кН}{м^2}$$

Определяем действующие вертикальные напряжения (σ_z) в каждом слое

$\sigma_{z_1} = 2 \cdot 57{,}125 \cdot 0{,}5 \approx 0{,}057$ МПа

$\sigma_{z_2} = 2 \cdot 57{,}125 \cdot 0{,}49 \approx 0{,}056$ МПа

$\sigma_{z_3} = 2 \cdot 57{,}125 \cdot 0{,}47 \approx 0{,}0537$ МПа

Соответствующие модули осадки:

$e_{pz_1} = 21$ см

$e_{pz_2} = 16$ см

$e_{pz_3} = 13$ см

Тогда,

$$S_{кон} = 0{,}001 \cdot (21 \cdot 600 + 16 \cdot 200 + 13 \cdot 300) = 19{,}7 \text{ см}$$

$$S_{кон} = 19{,}7 \text{ см} < S_{кон}^{доп} = 20 \text{ см}$$

В расчете нагрузку от просевшей части насыпи не учитываем, так как осадка основания насыпи не превышает 10% высоты насыпи.

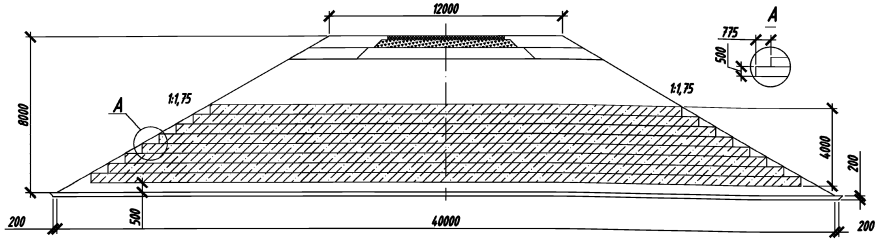


Рис. 13 Конструкция легкой насыпи на расчетном поперечнике с учетом конечной осадки

Пример №2

Исходные данные:

Насыпь (рис. 14): расчетная высота $h_н = 8$ м; ширина поверху $B = 10$ м; заложение откосов $m = 1:1{,}5$; удельный вес грунта насыпи $\gamma_н = 20$ кН/м^3; тип дорожного покрытия – капитальный; толщина дорожной одежды $t_{о.о.} = 1{,}2$ м.

Горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли.

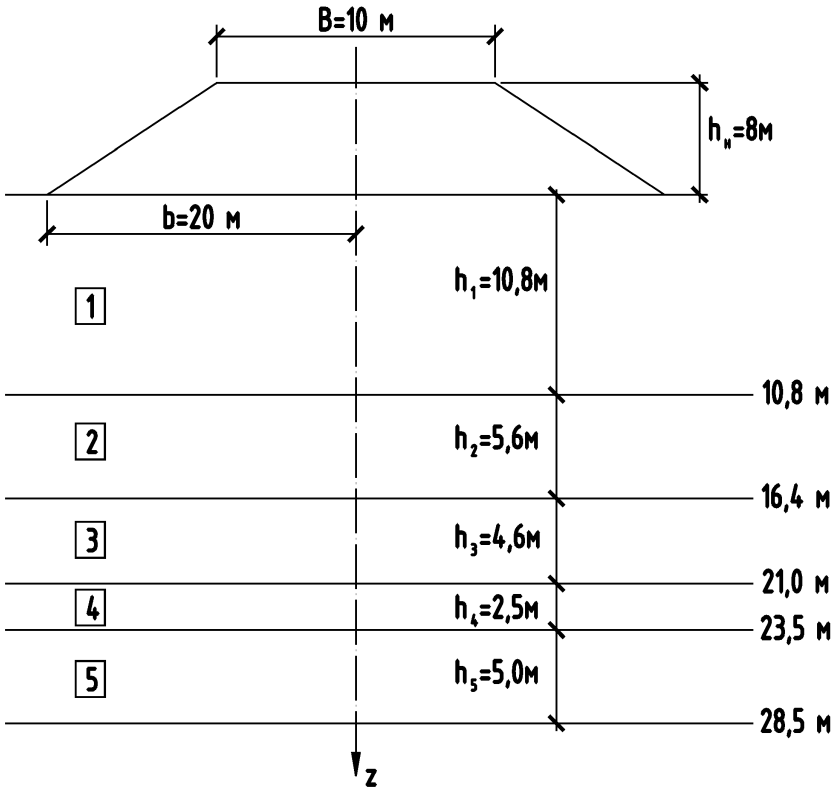


Рис. 14 Расчетная схема

Показатели физико-механических характеристик грунтов основания

Таблица 2

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Удельный вес частиц грунта, γ_s, кН/м^3	Плотность грунта, ρ, г/см^3	Коэффициент пористости, e	Природная влажность, W,%	Прочностные характеристики		Модуль деформации, E, МПа (кгс/см^2)	Коэффициент консолидации, C_u см^2/год
							Угол внутреннего трения, φ, град	Сцепление, c, кПа (кгс/см^2)		
1	Суглинки текучие тиксотропные	Ig III	27,2	1,90	0,876	32	5	6 (0,06)	5,0 50	98,0*104 при нагрузке 0,05 МПа
2	Супеси пылеватые пластичные	Ig III	27	2,04	0,573	21	20	15 (0,15)	10 100	
3	Пески пылеватые средней плотности насыщенные водой	Ig III	26,5	1,93	0,750	28	23	1,3 (0,013)	11 110	
4	Суглинки мягкопластичные тиксотропные	Ig III	27,1	2,03	0,673	25	17	13 (0,13)	9 90	
5	Супеси пылеватые	Ig III	27	2,31	0,275	10	31	86 (0,86)	50 500	

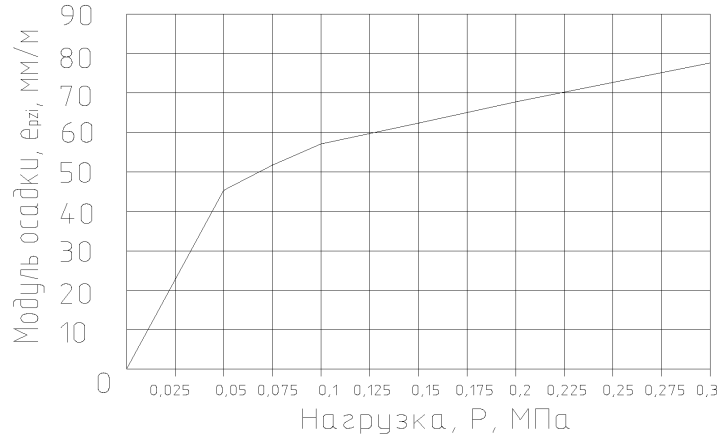


Рис. 15 Компрессионная кривая суглинка текучего тиксотропного

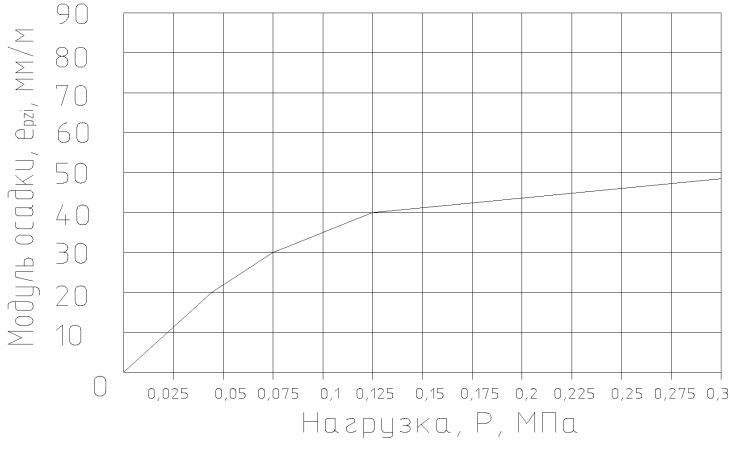


Рис. 16 Компрессионная кривая супеси пылеватой пластичной

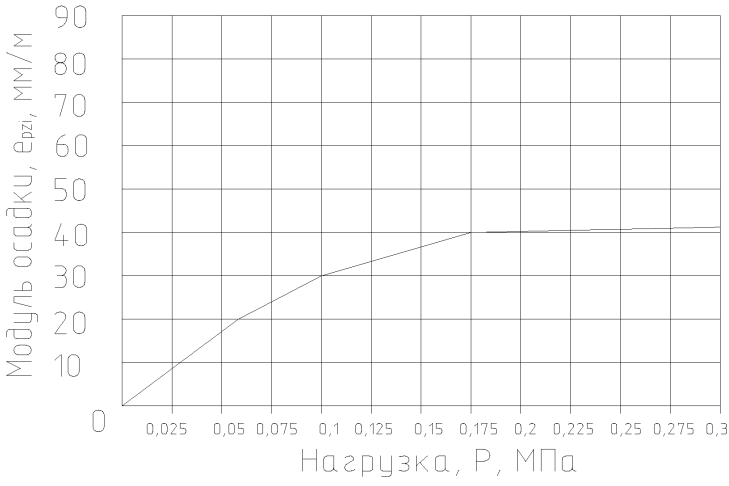


Рис. 17 Компрессионная кривая песка пылеватого средней плотности насыщенного водой

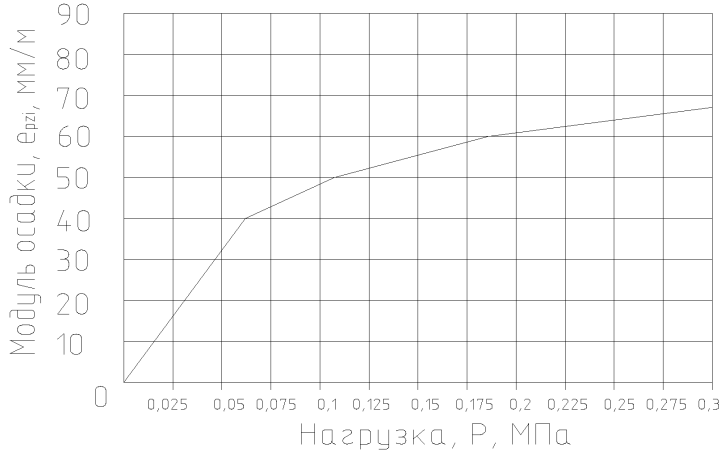


Рис. 18 Компрессионная кривая суглинка мягкопластичного тиксотропного

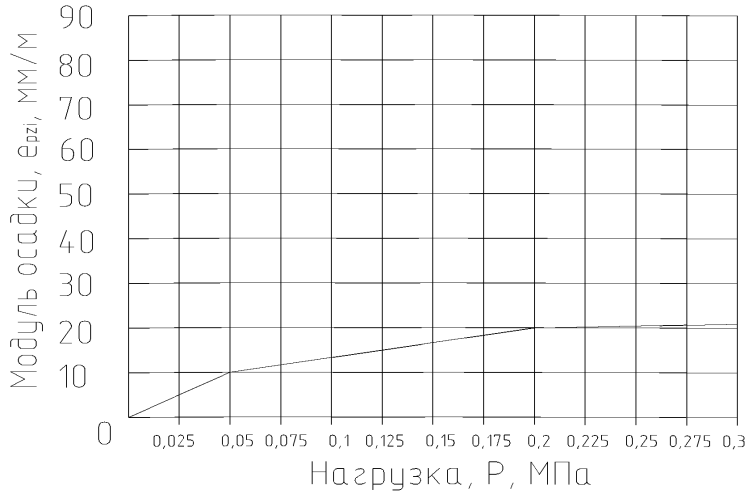


Рис. 19 Компрессионная кривая супеси пылеватой

Проверка устойчивости слабых грунтов

Несущая способность (устойчивость) слабого основания по оси насыпи оценивается по величине коэффициента безопасности по формуле

$$K_{без} = \frac{P_{без}}{P_{расч}}$$

Безопасная нагрузка для условий быстрой отсыпки насыпи определяется по формуле

$$P_{без}^{нач} = \left[\frac{(c_{нач} + \gamma_{ср} \cdot z \cdot tg\varphi_{нач})}{\beta} \right]_{\min},$$

где $c_{нач}$ и $\varphi_{нач}$ - сцепление и угол внутреннего трения грунта слабой толщи при его природной плотности-влажности;

$\gamma_{ср}$ - средневзвешенный удельный вес грунта слабой толщи (в необходимых случаях с учетом взвешивания), расположенной выше горизонта z;

z – глубина рассматриваемого горизонта от поверхности земли;

β - значения функции от равномерно распределенной нагрузки, зависящие от $\varphi_{нач}$, относительной глубины $\frac{z}{b}$ (рис. П.Е.17).

Определяем безопасную нагрузку от равномерно распределенной нагрузки. Для этого с выбранным шагом по z определяем $P_{без}^{нач}$.

Находим $P_{без}^{нач}$ для слоя суглинка текучего тиксотропного толщиной $h_1 = 10{,}8$ м. Выбираем шаг по z равным 1 м.

Для определения β необходимо рассчитать $\frac{z}{b}$.

При $z = 1$ м, $\frac{z}{b} = \frac{1}{21} = 0{,}05$ По таблице 2 значения угла внутреннего трения и сцепления, соответствующие природной влажности, равны $\varphi_{нач} = 5°$, $c_{нач} = 6кПа = 0{,}006$ МПа. По графикам приложения Е (рис. П.Е.17) определяем $\beta = 0{,}02$.

Далее необходимо определить средневзвешенный удельный вес толщи грунта расположенной выше горизонта z. Так как горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли, то удельный вес *i*-го слоя грунта основания определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_i^{взв} = \frac{(\gamma_{si} - \gamma_w)}{(1 + e_i)},$$

где γ_{si} - удельный вес частиц грунта, кН/м^3;

γ_w - удельный вес воды, кН/м^3;

e_i - коэффициент пористости грунта.

Вычисляем удельный вес слоя суглинка текучего тиксотропного с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_1^{взв} = \frac{(27{,}2 - 10)}{(1 + 0{,}876)} = 9{,}2$ кН/м^3.

Средневзвешенный удельный вес слоя грунта с учетом взвешивания $\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot z}{z} = 9{,}2$ кН/м^3.

Получаем $P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 1 \cdot tg5)}{0{,}02} = 340кН/м^2 = 0{,}340$ МПа.

При $z = 2$ м, $\frac{z}{b} = \frac{2}{20} = 0{,}1$, $\beta = 0{,}06$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 2 \cdot tg5)}{0{,}06} = 127 кН/м^2 = 0{,}127 \text{ МПа}.$$

При $z = 3$ м, $\frac{z}{b} = \frac{3}{20} = 0{,}15$, $\beta = 0{,}1$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 3 \cdot tg5)}{0{,}1} = 84 кН/м^2 = 0{,}084 \text{ МПа}.$$

При $z = 4$ м, $\frac{z}{b} = \frac{4}{20} = 0{,}20$, $\beta = 0{,}049$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 4 \cdot tg5)}{0{,}049} = 189{,}8 \text{ кН/м}^2 = 0{,}189 \text{ МПа}.$$

При $z = 5$ м, $\frac{z}{b} = \frac{5}{20} = 0{,}25$, $\beta = 0{,}071$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 5 \cdot tg5)}{0{,}071} = 141{,}21 \text{кН/м}^2 = 0{,}141 \text{ МПа}.$$

При $z = 6$ м, $\frac{z}{b} = \frac{6}{20} = 0{,}3$, $\beta = 0{,}105$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 6 \cdot tg5)}{0{,}105} = 102{,}86 \text{кН/м}^2 = 0{,}103 \text{ МПа}.$$

При $z = 7$ м, $\frac{z}{b} = \frac{7}{20} = 0{,}35$, $\beta = 0{,}13$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 7 \cdot tg5)}{0{,}13} = 89{,}31 \text{кН/м}^2 = 0{,}089 \text{ МПа}.$$

При $z = 8$ м, $\frac{z}{b} = \frac{8}{20} = 0{,}4$, $\beta = 0{,}151$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 8 \cdot tg5)}{0{,}151} = 81{,}95 \text{кН/м}^2 = 0{,}082 \text{ МПа}.$$

При $z = 9$ м, $\frac{z}{b} = \frac{9}{20} = 0{,}45$, $\beta = 0{,}17$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 9 \cdot tg5)}{0{,}17} = 77{,}65 \text{кН/м}^2 = 0{,}07765 \text{ МПа}.$$

При $z = 10$ м, $\frac{z}{b} = \frac{10}{20} = 0{,}5$, $\beta = 0{,}192$.

$$P_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 10 \cdot tg5)}{0{,}192} = 72{,}91 \text{кН/м}^2 = 0{,}073 \text{ МПа}.$$

При $z = 10{,}8$ м, $\frac{z}{b} = \frac{10{,}8}{20} = 0{,}54$, $\beta = 0{,}205$.

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(6 + 9{,}2 \cdot 10{,}8 \cdot tg5)}{0{,}205} = 72{,}15 кН/м^2 = 0{,}072 \text{ МПа}.$$

Определим $P_{без}^{нач}$ для слоя супеси пылеватой пластичной толщиной $h_2 = 5{,}6$ м, $\varphi_{нач} = 20^\circ$, $c_{нач} = 15 кПа = 0{,}015$ МПа.

Выбираем шаг по z равным 1 м.

При $z = 10{,}8$ м, $\frac{z}{b} = \frac{10{,}8}{20} = 0{,}54$, $\beta = 0{,}035$.

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(15 + 9{,}2 \cdot 10{,}8 \cdot tg20)}{0{,}035} = 1461{,}9 кН/м^2 = 1{,}46 \text{ МПа}.$$

При $z = 12$ м, $\frac{z}{b} = \frac{12}{20} = 0{,}6$, $\beta = 0{,}06$.

Удельный вес слоя супеси пылеватой пластичной с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_2^{взв} = \frac{(27 - 10)}{(1 + 0{,}573)} = 10{,}8$ кН/м^3.

Средневзвешенный удельный вес грунта расположенного выше горизонта z с учетом взвешивания равен

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot (z - h_1)}{z} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot (12 - 10{,}8)}{12} = 9{,}36 кН/м^3.$$

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(15 + 9{,}36 \cdot 12 \cdot tg20)}{0{,}06} = 930{,}42 кН/м^2 = 0{,}93 \text{ МПа}.$$

При $z = 13$ м, $\frac{z}{b} = \frac{13}{20} = 0{,}65$, $\beta = 0{,}15$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot (13 - 10{,}8)}{13} = 9{,}47 \text{ кН/м}^3.$$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(15 + 9{,}47 \cdot 13 \cdot tg20)}{0{,}15} = 398{,}7 кН/м^2 = 0{,}399 \text{ МПа}.$$

При $z = 14$ м, $\frac{z}{b} = \frac{14}{21} = 0{,}67$, $\beta = 0{,}155$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot (14 - 10{,}8)}{14} = 9{,}57 \text{ кН/м}^3.$$

$$P_{без}^{нач} = \frac{(15 + 9{,}57 \cdot 14 \cdot tg20)}{0{,}155} = 411 кН/м^2 = 0{,}411 \text{ МПа}.$$

При $z = 15$ м, $\frac{z}{b} = \frac{15}{20} = 0{,}75$, $\beta = 0{,}11$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot (15 - 10{,}8)}{15} = 9{,}65 \text{ кН/м}^3.$$

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(15 + 9{,}65 \cdot 15 \cdot \text{tg}20)}{0{,}11} = 615{,}15 \text{кН/м}^2 = 0{,}615 \text{ МПа}.$$

При $z = 16{,}4$ м, $\frac{z}{b} = \frac{16{,}4}{20} = 0{,}82$, $\beta = 0{,}128$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot (16{,}4 - 10{,}8)}{16{,}4} = 9{,}75 \text{ кН/м}^3.$$

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(15 + 9{,}75 \cdot 16{,}4 \cdot \text{tg}20)}{0{,}128} = 571{,}25 \text{кН/м}^2 = 0{,}571 \text{ МПа}.$$

Определим $P_{без}^{нач}$ для слоя песка пылеватого средней плотности насыщенного водой толщиной $h_3 = 4{,}6$ м, $\varphi_{нач} = 23^\circ$, $c_{нач} = 1{,}3\ кПа = 0{,}0013$ МПа.

При $z = 16{,}4$ м, $\frac{z}{b} = \frac{16{,}4}{20} = 0{,}82$, $\beta = 0{,}105$.

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(1{,}3 + 9{,}75 \cdot 16{,}4 \cdot \text{tg}23)}{0{,}105} = 658{,}67 \text{кН/м}^2 = 0{,}659 \text{ МПа}.$$

При $z = 18$ м, $\frac{z}{b} = \frac{18}{20} = 0{,}9$, $\beta = 0{,}12$.

Удельный вес слоя песка пылеватого средней плотности насыщенного водой с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_3^{взв} = \frac{(26{,}5 - 10)}{(1 + 0{,}750)} = 9{,}4$ кН/м^3.

Средневзвешенный удельный вес грунта расположенного выше горизонта z с учетом взвешивания равен

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot h_2 + \gamma_3^{взв} \cdot (z - h_1 - h_2)}{z} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot 5{,}6 + 9{,}4 \cdot (18 - 10{,}8 - 5{,}6)}{18} = 9{,}72 \text{кН/м}^3.$$

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(1{,}3 + 9{,}72 \cdot 18 \cdot \text{tg}23)}{0{,}12} = 629{,}54 \text{кН/м}^2 = 0{,}63 \text{ МПа}.$$

При $z = 19$ м, $\frac{z}{b} = \frac{19}{20} = 0{,}95$, $\beta = 0{,}18$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot 5{,}6 + 9{,}4 \cdot (19 - 10{,}8 - 5{,}6)}{19} = 9{,}7 \text{ кН/м}^3.$$

$$Р_{без}^{нач} = \frac{(1{,}3 + 9{,}7 \cdot 19 \cdot \text{tg}23)}{0{,}18} = 441{,}44 \text{кН/м}^2 = 0{,}441 \text{ МПа}.$$

При $z = 21$ м, $\frac{z}{b} = \frac{21}{20} = 1{,}05$, $\beta = 0{,}185$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot 5{,}6 + 9{,}4 \cdot (21 - 10{,}8 - 5{,}6)}{21} = 9{,}67 \text{ кН/м}^3.$$

$$\text{Р}_{\text{без}}^{\text{нач}} = \frac{(1{,}3 + 9{,}67 \cdot 21 \cdot \text{tg}23)}{0{,}185} = 472{,}7\text{кН/м}^2 = 0{,}473 \text{ МПа}.$$

Находим $P_{без}^{нач}$ для слоя суглинка мягкопластичного тиксотропного толщиной $h_4 = 2{,}5$ м, $\varphi_{нач} = 17°$, $c_{нач} = 13кПа = 0{,}013$ МПа.

При $z = 21$ м, $\frac{z}{b} = \frac{21}{20} = 1{,}05$, $\beta = 0{,}18$.

$$\text{Р}_{\text{без}}^{\text{нач}} = \frac{(13 + 9{,}67 \cdot 21 \cdot \text{tg}17)}{0{,}184} = 408{,}37\text{кН/м}^2 = 0{,}408 \text{ МПа}.$$

При $z = 22$ м, $\frac{z}{b} = \frac{22}{20} = 1{,}1$, $\beta = 0{,}188$.

Удельный вес слоя суглинка мягкопластичного тиксотропного с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_4^{взв} = \frac{(27{,}1 - 10)}{(1 + 0{,}673)} = 10{,}2$ кН/м^3.

Средневзвешенный удельный вес грунта расположенного выше горизонта z с учетом взвешивания равен

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot h_2 + \gamma_3^{взв} \cdot h_3 + \gamma_4^{взв} \cdot (z - h_1 - h_2 - h_3)}{z}.$$

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot 5{,}6 + 9{,}4 \cdot 4{,}6 + 10{,}2 \cdot (22 - 10{,}8 - 5{,}6 - 4{,}6)}{22} = 9{,}69 \text{ кН/м}^3.$$

$$\text{Р}_{\text{без}}^{\text{нач}} = \frac{(13 + 9{,}69 \cdot 22 \cdot \text{tg}17)}{0{,}188} = 415{,}96\text{кН/м}^2 = 0{,}416 \text{ МПа}.$$

При $z = 23{,}5$ м, $\frac{z}{b} = \frac{23{,}5}{20} \approx 1{,}18$, $\beta = 0{,}191$.

$$\gamma_{ср} = \frac{9{,}2 \cdot 10{,}8 + 10{,}8 \cdot 5{,}6 + 9{,}4 \cdot 4{,}6 + 10{,}2 \cdot (23{,}5 - 10{,}8 - 5{,}6 - 4{,}6)}{23{,}5} = 9{,}73 \text{ кН/м}^3.$$

$$\text{Р}_{\text{без}}^{\text{нач}} = \frac{(13 + 9{,}73 \cdot 23{,}5 \cdot \text{tg}17)}{0{,}191} = 434{,}35\text{кН/м}^2 = 0{,}434 \text{ МПа}.$$

Находим $P_{без}^{нач}$ для слоя супеси пылеватой толщиной $h_5 = 5$ м.

При $z = 28{,}5$ м, $\frac{z}{b} = \frac{28{,}5}{20} = 1{,}43$. Значения сцепления и угла внутреннего трения, соответствующие природной влажности, равны $c_{нач} = 86кПа = 0{,}086$ МПа, $\varphi_{нач} = 31°$. Определяем $\beta = 0{,}11$.

Удельный вес слоя супеси пылеватой с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_5^{взв} = \frac{(27-10)}{(1+0{,}275)} = 13{,}3$ кН/м^3.

Средневзвешенный удельный вес грунта расположенного выше горизонта z с учетом взвешивания равен

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1^{взв} \cdot h_1 + \gamma_2^{взв} \cdot h_2 + \gamma_3^{взв} \cdot h_3 + \gamma_4^{взв} \cdot h_4 + \gamma_5^{взв} \cdot (z - h_1 - h_2 - h_3 - h_4)}{z}.$$

$$\gamma_{ср} = \frac{159{,}84 + 43{,}24 + 25{,}5 + 13{,}3 \cdot 5}{28{,}5} = 10{,}35 \text{ кН/м}^3.$$

Получаем $P_{без}^{нач} = \frac{(86 + 10{,}35 \cdot 28{,}5 \cdot tg31)}{0{,}11} = 2393кН/м^2 = 2{,}39$ МПа.

Таким образом, минимальное значение безопасной нагрузки для условия быстрой отсыпки насыпи равно $Р_{без}^{нач} = 72кН/м^2 = 0{,}072$ МПа.

При быстрой отсыпке расчетная нагрузка составит

$$P_{расч} = \frac{N}{S} = \frac{\frac{10+40}{2} \cdot 8 \cdot 1 \cdot 20}{40 \cdot 1} = 100кН/м^2 = 0{,}1 \text{ МПа}.$$

Коэффициент безопасности $К_{без}^{нач} = \frac{0{,}072}{0{,}1} = 0{,}72$. Поскольку $K_{без}^{нач} < 1$, то прочность слабых грунтов при воздействии равномерно распределенной нагрузки с удельным весом насыпи $\gamma_{гр} = 20$ кН/м^3 не обеспечена. Необходимо в насыпи применить материалы с более низкими удельными весами.

Расчет легкой насыпи из «Пенобетона «СОВБИ-Д» для обеспечения несущей способности основания

Расчетную нагрузку от легкой насыпи (рис. 20) на поверхности слабой толщи определяем по формуле

$$P_{расч} = \frac{N_{расч}}{2b \cdot 1\,пог.м} = \frac{S_1 \cdot \gamma_{гр1} \cdot 1 + S_b \cdot \gamma_b \cdot 1 + S_2 \cdot \gamma_{гр2} \cdot 1}{2b \cdot 1\,пог.м}$$

Тогда подбором мощности и марки пенобетона ПБС-Д получаем

$$P_{расч} = \frac{70 \cdot 20 + 110{,}5 \cdot 10 + 19{,}53 \cdot 20}{40 \cdot 1\,пог.м} = 72\,\frac{кН}{м^2} = P_{нач}^{без} = 72\,\frac{кН}{м^2}$$ - для 3,5 м D1000

$$P_{расч} = \frac{100 \cdot 20 + 80{,}85 \cdot 6 + 19{,}53 \cdot 20}{40 \cdot 1\,пог.м} = 72\,\frac{кН}{м^2} = P_{нач}^{без} = 72\,\frac{кН}{м^2}$$ - для 2,4 м D600

Принимаем пенобетон ПБС-Д D600 толщиной 2,4м.

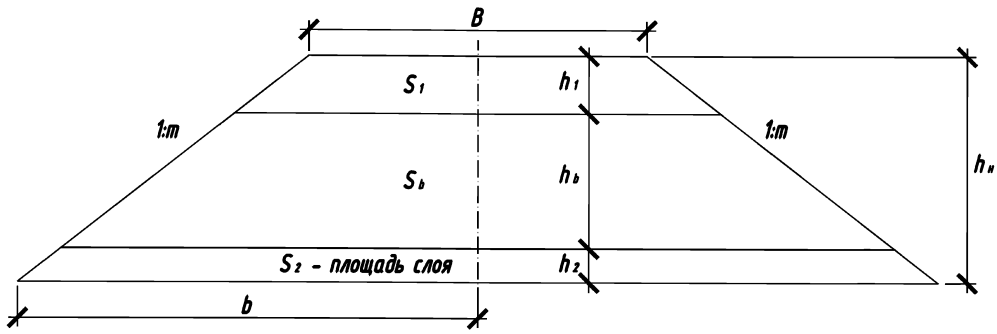


Рис. 20 Расчетная схема

Расчет конечной осадки слабого основания

Установим мощность сжимаемой толщи грунта.

Определяем изменение напряжений по оси насыпи от веса легкой насыпи по глубине.

При $z = 10{,}8$ м, $\frac{b}{z} = \frac{20}{10{,}8} = 1{,}85$. По номограмме Остерберга $2 \cdot \alpha_{1z} = \frac{\sigma_{1z}}{p_0} = 0{,}95$.

Поскольку различие напряжений на нижней и верхней границе слоя составляет 5%, то слой является однородным по напряженному состоянию.

При $z = 16{,}4$ м, $\frac{b}{z} = \frac{20}{16{,}4} = 1{,}22$ значение $2 \cdot \alpha_{1z} = \frac{\sigma_{1z}}{p_0} = 0{,}86$, различие напряжений на нижней и верхней границе слоя составляет 9%, слой является однородным по напряженному состоянию.

При $z = 21$ м, $\frac{b}{z} = \frac{20}{21} = 0{,}95$, значение $2 \cdot \alpha_{1z} = \frac{\sigma_{1z}}{p_0} = 0{,}8$, различие напряжений на нижней и верхней границе слоя составляет менее 10% - слой является однородным по напряженному состоянию.

При $z = 23{,}5$ м, $\frac{b}{z} = \frac{20}{21} = 0{,}85$ значение $2 \cdot \alpha_{1z} = \frac{\sigma_{1z}}{p_0} = 0{,}76$, различие напряжений на нижней и верхней границе слоя составляет менее 10% - слой является однородным по напряженному состоянию.

При $z = 28{,}5$ м, $\frac{b}{z} = \frac{20}{28{,}5} = 0{,}7$ значение $2 \cdot \alpha_{1z} = \frac{\sigma_{1z}}{p_0} = 0{,}68$, различие напряжений на нижней и верхней границе слоя составляет менее 10% - слой является однородным по напряженному состоянию.

Определяем нормальные напряжения от собственного веса грунта по глубине по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \cdot h_i$$

где γ_i - удельный вес *i*-го слоя грунта основания.

Для грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод удельный вес *i*-го слоя определяется с учетом взвешивающего действия воды.

Определим напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 10{,}8$ м, $\sigma_{zg} = 9{,}2 \cdot 10{,}8 = 99{,}4 кН/м^2 = 0{,}099$ МПа.

Определим напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 16{,}4$ м, если $h_2 = 5{,}6$ м, $\sigma_{zg} = 99{,}4 + 10{,}8 \cdot 5{,}6 = 160 кН/м^2 = 0{,}16$ МПа.

Определим напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 21$ м, если $h_3 = 4{,}6$ м, $\sigma_{zg} = 160 + 9{,}4 \cdot 4{,}6 = 203 кН/м^2 = 0{,}203$ МПа.

Напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 23{,}5$ м, если $h_4 = 2{,}5$ м, $\sigma_{zg} = 203 + 10{,}2 \cdot 2{,}5 = 229 кН/м^2 = 0{,}229$ МПа.

Напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 28{,}5$ м, если $h_5 = 5$ м, $\sigma_{zg} = 229 + 13{,}3 \cdot 5 = 296 кН/м^2 = 0{,}296$ МПа.

Построим эпюру напряжений от собственного веса грунта по глубине (рис. 21).

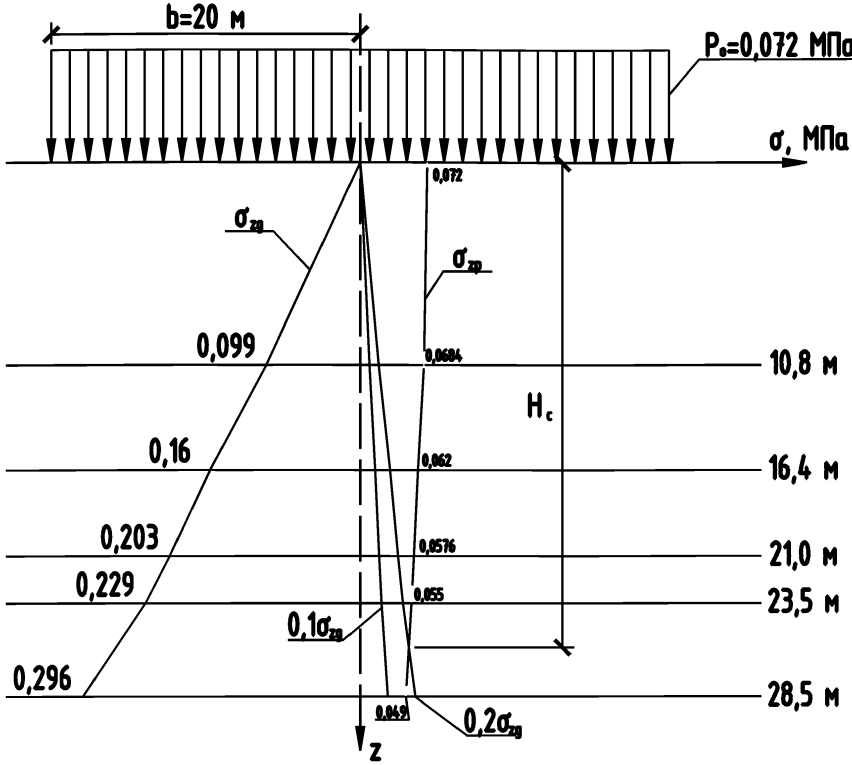


Рис. 21 Эпюры вертикальных напряжений

Исходя из условий одномерной задачи, конечная осадка сжимаемой толщи определяется методом суммирования по формуле

$$S_{кон} = 0{,}001 \cdot \sum_{1}^{n} e_{pzi} \cdot h_i \,,$$

где 0,001 - переводной коэффициент;

e_{pzi} - модуль осадки грунта *i*-го слоя, найденный на компрессионной кривой при нагрузке P_i, равной вертикальному нормальному напряжению для середины данного слоя от веса насыпи (σ_{zi}), мм/м;

h_i - мощность *i*-го слоя, м;

n – количество слоев, однородных по напряженно-деформированному состоянию.

Определяем величину осадки слоя суглинка текучего тиксотропного. По компрессионной кривой слоя суглинка текучего при нагрузке

$$P_1 = \frac{\sigma_{z0} + \sigma_{z1}}{2} = \frac{P_0 + 0{,}95 \cdot P_0}{2} = \frac{0{,}072 + 0{,}95 \cdot 0{,}072}{2} = 0{,}07 \text{ МПа}$$

модуль осадки составит $e_{pz1} = 49$ мм/м.

Осадка 1-го слоя равна

$S_1 = 0{,}001 \cdot 49 \cdot 10{,}8 = 0{,}53$ м.

Определяем величину осадки слоя супеси пылеватой пластичной.

При нагрузке $P_2 = \frac{\sigma_{z1} + \sigma_{z2}}{2} = \frac{0{,}95 \cdot P_0 + 0{,}86 \cdot P_0}{2} = \frac{0{,}95 \cdot 0{,}072 + 0{,}86 \cdot 0{,}072}{2} = 0{,}065$ МПа

модуль осадки составит $e_{pz2} = 27$ мм/м.

Осадка 2-го слоя равна

$S_2 = 0{,}001 \cdot 27 \cdot 5{,}6 = 0{,}15$ м.

Определяем величину осадки слоя песка пылеватого средней плотности.

При нагрузке $P_3 = \frac{0{,}86 \cdot P_0 + 0{,}8 \cdot P_0}{2} = \frac{0{,}86 \cdot 0{,}072 + 0{,}8 \cdot 0{,}072}{2} = 0{,}06$ МПа

модуль осадки составит $e_{pz3} = 19$ мм/м.

Осадка 3-го слоя равна

$S_3 = 0{,}001 \cdot 19 \cdot 4{,}6 = 0{,}087$ м.

Определяем величину осадки слоя суглинка мягкопластичного тиксотропного.

При нагрузке $P_4 = \frac{0{,}8 \cdot P_0 + 0{,}76 \cdot P_0}{2} = \frac{0{,}8 \cdot 0{,}072 + 0{,}76 \cdot 0{,}072}{2} = 0{,}056$ МПа

модуль осадки составит $e_{pz4} = 36$ мм/м.

Осадка 4-го слоя равна

$S_4 = 0{,}001 \cdot 36 \cdot 2{,}5 = 0{,}09$ м.

Определяем величину осадки слоя суглинка мягкопластичного.

При нагрузке $P_5 = \frac{0{,}76 \cdot P_0 + 0{,}68 \cdot P_0}{2} = \frac{0{,}76 \cdot 0{,}072 + (0{,}76 + 0{,}68) / 2 \cdot 0{,}072}{2} = 0{,}053$ МПа

модуль осадки составит $e_{pz5} = 11$ мм/м.

Осадка 5-го слоя равна

$S_3 = 0{,}001 \cdot 11 \cdot 2{,}4 = 0{,}026$ м.

Вычисляем конечную осадку сжимаемой толщи грунта

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i = 0{,}53 + 0{,}15 + 0{,}087 + 0{,}09 + 0{,}026 = 0{,}88 \text{ м.}$$

Конструируем легкую насыпь с учетом конечной величины осадки (рис. 22).

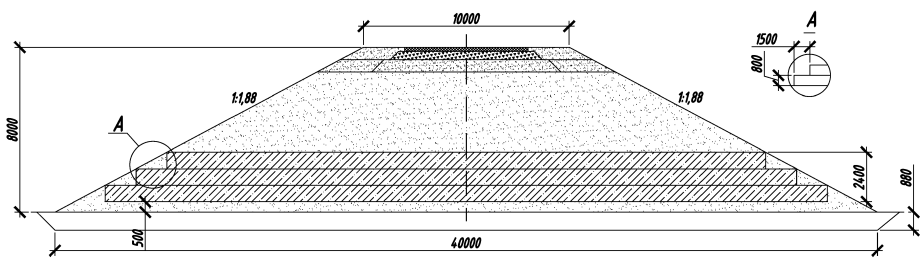


Рис. 22 Конструкция легкой насыпи на расчетном поперечнике

Часть 2 Проектирование дорожных одежд с применением в конструкции неавтоклавного монолитного «Пенобетона «СОВБИ-Д»

1 Область применения

Настоящей частью стандарта устанавливаются правила проектирования дорожных одежд с несущим основанием из «Пенобетона «СОВБИ-Д» для автомобильных дорог.

2 Термины и определения

Покрытие - верхняя часть дорожной одежды, воспринимающая усилия от колес транспортных средств и подвергающаяся непосредственному воздействию атмосферных факторов.

Основание - часть конструкции дорожной одежды, расположенная под покрытием и обеспечивающая совместно с покрытием перераспределение напряжений в конструкции и снижение их величины в грунте рабочего слоя земляного полотна (подстилающем грунте), а также морозоустойчивость и осушение конструкции.

Следует различать несущую часть основания (несущее основание) и дополнительные слои основания. Несущая часть основания должна обеспечивать прочность дорожной одежды и быть морозоустойчивой.

Дополнительные слои основания - слои между несущим основанием и подстилающим грунтом, предусматриваемые при наличии неблагоприятных погодно-климатических и грунтово-гидрологических условий. Эти слои совместно с покрытием и основанием должны обеспечивать необходимые морозоустойчивость и дренирование конструкции и создавать условия для снижения толщины вышележащих слоев из дорогостоящих материалов. В соответствии с основной функцией, которую выполняет дополнительный слой, его называют морозозащитным, теплоизолирующим, дренирующим.

Рабочий слой земляного полотна (подстилающий грунт) - верхняя часть полотна в пределах от низа дорожной одежды до 2/3 глубины промерзания, но

не менее 1,5 м от поверхности покрытия.

3 Общие положения

3.1 В дорожных одеждах с асфальтобетонным покрытием и основанием из пенобетона ПБС-Д основным несущим слоем является плита из пенобетона ПБС-Д.

3.2 К конструкциям дорожной одежды с несущим основанием из пенобетона ПБС-Д предъявляются следующие требования:

- обеспечение требуемой прочности и долговечности под действием нагрузок от транспортных средств и влияния природно-климатических факторов;
- обеспечение высоких транспортно-эксплуатационных показателей дорожных одежд;
- возможность комплексной механизации работ;
- экономичность конструкции и технологических решений.

3.3 При выборе материалов для устройства слоев дорожной одежды необходимо учитывать следующие положения.

Покрытие и верхние слои основания должны соответствовать проектным воздействующим нагрузкам и быть водо-, морозо- и термоустойчивыми.

Для верхнего слоя асфальтобетонного покрытия выбирают материал в соответствии с действующим ГОСТ "Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия" и СНиП "Автомобильные дороги".

В районах с климатом, близким к морскому, при количестве осадков 500 мм/год следует применять высокоплотный асфальтобетон либо плотный асфальтобетон, имеющий показатель пористости (водонасыщения), соответствующий нижнему допустимому пределу. В районах с сухим климатом (среднегодовое количество осадков менее 400 мм/год) назначают плотный асфальтобетон с показателем пористости (водонасыщения) по верхнему допускаемому пределу.

При перспективной интенсивности движения в физических единицах до

3000 авт/сут и при стадийном строительстве допускается устройство покрытия из пористого асфальтобетона с устройством поверхностной обработки или из высокопористого асфальтобетона с устройством двойной поверхностной обработки.

Конструкция дорожной одежды в местах остановок общественного транспорта, на регулируемых пересечениях и в других местах изменения скорости или движения на пониженных скоростях должна обеспечить повышенную сдвигоустойчивость при высоких летних температурах. Для обеспечения этого требования в покрытии предусматривают применение асфальтобетонных смесей типа А и Б, высокоплотных смесей.

3.4 Толщину конструктивных слоев определяют с учетом состава и интенсивности движения, инженерно-геологических и климатических условий района строительства. Минимальная толщина слоя пенобетона ПБС-Д по технологическим требованиям должна быть не менее 4 см.

3.5 Дорожные одежды рассчитывают с учетом надежности (вероятности безотказной работы конструкции в течение намеченного срока эксплуатации).

3.6 Толщины конструктивных слоев дорожных одежд (покрытия и несущих слоев) устанавливают исходя из значений изгибающих моментов сечения плиты из пенобетона ПБС-Д и величин вертикальных напряжений, возникающих в основании от воздействия транспортных нагрузок.

3.7 Прочностные, деформационные и теплотехнические характеристики пенобетона ПБС-Д принимают в соответствии с Приложением А.

3.8 Отдельные положения настоящего стандарта могут уточняться на основе опыта строительства, новых данных исследований.

4 Методика проектирования дорожных одежд

4.1 При расчете дорожных одежд по прочности должно удовлетворяться условие

$$M_d \le M_u \cdot \kappa_{пр}, \qquad (1)$$

где M_d - расчетный изгибающий момент на единицу ширины сечения плиты

из пенобетона ПБС-Д с приведенной цилиндрической жесткостью, кН·м/м;

M_u - предельный изгибающий момент на единицу ширины сечения плиты из пенобетона ПБС-Д с приведенными геометрическими характеристиками, кН·м/м;

$\kappa_{пр}$ - коэффициент прочности принимается по таблице 3.

Таблица 3

Интенсивность расчетной нагрузки, ед./сут	Уровень надежности	Коэффициент прочности, $\kappa_{пр}$
более 1000	0,95	1,00
500-1000	0,90	0,94
менее 500	0,80	0,87

$$M_d = F_d \cdot \left(0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln\bar{\alpha}\right), \quad (2)$$

где F_d - расчетная величина нагрузки на колесо, кН;

$$\bar{\alpha} = \frac{R}{L}$$

$$F_d = F_n \cdot k_o, \quad (3)$$

где F_n - нормативная статическая нагрузка на колесо, кН;

k_o - коэффициент динамичности.

$$R = \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot p}}, \quad (4)$$

где R - радиус круга, равновеликого площади отпечатка пневматика колеса, м;

p - внутреннее давление воздуха в пневматиках колес, кПа.

$$L = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot B \cdot \left(1 - \mu_{ср}{}^2\right)}{E_o^э}}, \quad (5)$$

где L - упругая характеристика приведенной плиты, м;

B - приведенная цилиндрическая жесткость, МН·м^2/м;

$\mu_{ср}$ - средние значения коэффициентов Пуассона асфальтобетонных слоев и пенобетона ПБС-Д;

$E_o^э$ - эквивалентный модуль упругости основания, МПа.

Эквивалентный модуль упругости основания, как многослойной конструкции, определяется путем последовательного приведения слоистой системы к

двухслойной.

$$E_o^э = \frac{E_н}{1 - \frac{2}{\pi} \cdot \left[1 - \left(\frac{E_н}{E_в}\right)^{\frac{4}{3}}\right] \cdot arctg\left[1{,}1 \cdot \left(\frac{E_в}{E_н}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{h}{D}\right]}, \quad (6)$$

где $E_н$ - модуль упругости нижнего слоя дорожной конструкции, МПа;

$E_в$ - модуль упругости вышележащего слоя дорожной конструкции, МПа;

(Модули упругости материалов конструктивных слоев дорожной одежды и грунтов оснований принимаются по таблицам приложений А, Б и В)

h - толщина верхнего слоя, м;

D - диаметр круга, равновеликого площади отпечатка пневматика колеса, м.

$$B = \frac{E_{ab} \cdot I_{ab} + E_b \cdot I_b}{1 - \mu_{cp}^2}, \quad (7)$$

где E_{ab} - средневзвешенный модуль упругости асфальтобетонных слоев, МПа, (таблица П.В.1);

E_b - модуль упругости пенобетона ПБС-Д, МПа, (таблица П.А.1);

I_{ab} - момент инерции асфальтобетонных слоев, м^4;

I_b - момент инерции плиты из пенобетона ПБС-Д, м^4.

$$I_{ab} = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} + z_n\right)^3 + \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] \quad (8)$$

$$I_b = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} - z_n\right)^3 - \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right], \quad (9)$$

где t_{ab} - общая толщина асфальтобетонных слоев, м;

t_b - толщина плиты из пенобетона ПБС-Д, м;

z_n - координатная привязка нейтральной оси по вертикали, м.

$$z_n = \frac{\left(1 - \frac{E_{ab}}{E_b}\right) \cdot t_{ab} \cdot t_b}{2 \cdot \left(\frac{E_{ab}}{E_b} \cdot t_{ab} + t_b\right)}, \quad (10)$$

$$t_{ab} = (H - t_b) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{ab}}}, \qquad (11)$$

где H - толщина однослойного покрытия из пенобетона ПБС-Д, м.

При этом должны выполняться условия

$$\left(\frac{t_b}{t_{ab}}\right)^2 > \frac{E_{ab}}{E_b} \qquad \text{и} \qquad t_{ab} \geq t_{ab,\min}$$

Таблица 2

Среднемесячная температура воздуха наиболее холодного месяца, °С	Общая минимальная толщина асфальтобетонных слоев $t_{ab,\min}$, см	
	I, II категория	III, IV категория
Минус 5 и выше	9	7
От минус 5 до минус 15	12	9
Ниже минус 15 или число переходов температуры через 0 (ноль) 50 раз в году	16	13

Последовательность определения значения H:

- Задаемся H (толщиной однослойного покрытия из пенобетона ПБС-Д).

- Определяем упругую характеристику покрытия из пенобетона ПБС-Д:

$$l_y = H \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b(1-\mu_o^2)}{6E_o^э(1-\mu_b^2)}}, \qquad (12)$$

где l_y - упругая характеристика однослойной плиты из пенобетона ПБС-Д, м;

E_b и μ_b - модуль упругости и коэффициент Пуассона пенобетона ПБС-Д (таблица П.А.1);

μ_o - коэффициент Пуассона основания;

$E_o^э$ - эквивалентный модуль упругости основания, МПа.

Эквивалентный модуль упругости основания $E_o^э$ устанавливаем по формуле (6).

- Вычисляем расчетный изгибающий момент однослойной плиты из пенобетона ПБС-Д

$$m_d = F_d(0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln\alpha), \qquad (13)$$

где $\alpha = \frac{R}{l_y}$

- Определяем предельный изгибающий момент однослойной плиты из пенобетона ПБС-Д

$$m_u = \frac{R_{btb} H^2}{6}, \quad (14)$$

где R_{btb} - расчетная прочность пенобетона ПБС-Д на растяжение при изгибе, МПа.

- Проверяем условие прочности

$$m_d \le m_u \quad (15)$$

Если условие прочности (15) не выполняется необходимо сделать перерасчет.

$$M_u = R_{btb} \cdot W = R_{btb} \cdot \frac{2 \cdot (I_{ab} + I_b)}{t_{ab} + t_b - 2 \cdot z_n}, \quad (16)$$

где R_{btb} - расчетная прочность пенобетона ПБС-Д на растяжение при изгибе, МПа.

W - приведенный момент сопротивления покрытия, м^3.

$$R_{btb} = R^n_{btb} \cdot K_{н.п.} \cdot K_y \cdot K_F, \quad (17)$$

где R^n_{btb} - нормативное сопротивление пенобетона ПБС-Д растяжению при изгибе (таблица П.А.1), МПа;

$K_{н.п.}$ - коэффициент набора прочности со временем:

- для пенобетона ПБС-Д естественного твердения:

для районов с умеренным климатом $K_{н.п.}$=1,2;

для районов сухого и жаркого климата $K_{н.п.}$=1,0.

K_y - коэффициент усталости пенобетона ПБС-Д при повторном нагружении

$$K_y = 1{,}08 \cdot (\sum N_p)^{-0{,}063}, \quad (18)$$

где $\sum N_p$ - суммарное расчетное число приложений приведенной расчетной нагрузки за расчетный срок службы, авт. $\sum N_p$ вычисляется в соответствии с [3.1].

K_F - коэффициент, учитывающий воздействие попеременного замораживания-оттаивания, $K_F = 0{,}8 \div 0{,}9$.

4.2 Конструкция дорожной одежды будет удовлетворять требованиям

прочности при соблюдении условия

$$\sigma \le \sigma_{доп}, \tag{19}$$

где σ - напряжения, возникающие в грунте и слабосвязных слоях дорожной одежды, МПа;

$\sigma_{доп}$ - максимальное допускаемое напряжение в слабосвязных слоях дорожной одежды и грунте земляного полотна, при котором сохраняется линейная зависимость между давлением и осадкой, МПа.

Действующие вертикальные напряжения определяются по зависимости:

$$\sigma = \frac{p}{\omega}, \tag{20}$$

где p – давление на покрытие от расчетной нагрузки, МПа;

ω - коэффициент, характеризующий убывание вертикальных напряжений в дорожной одежде

$$\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{2R}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_{гр}}\right)^{0,8} \tag{21}$$

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од}, \tag{22}$$

где $\gamma_{од}$ – удельный вес материалов дорожной одежды над расчетной точкой, МН/м^3;

c – удельное сцепление грунта под расчетной точкой, МПа;

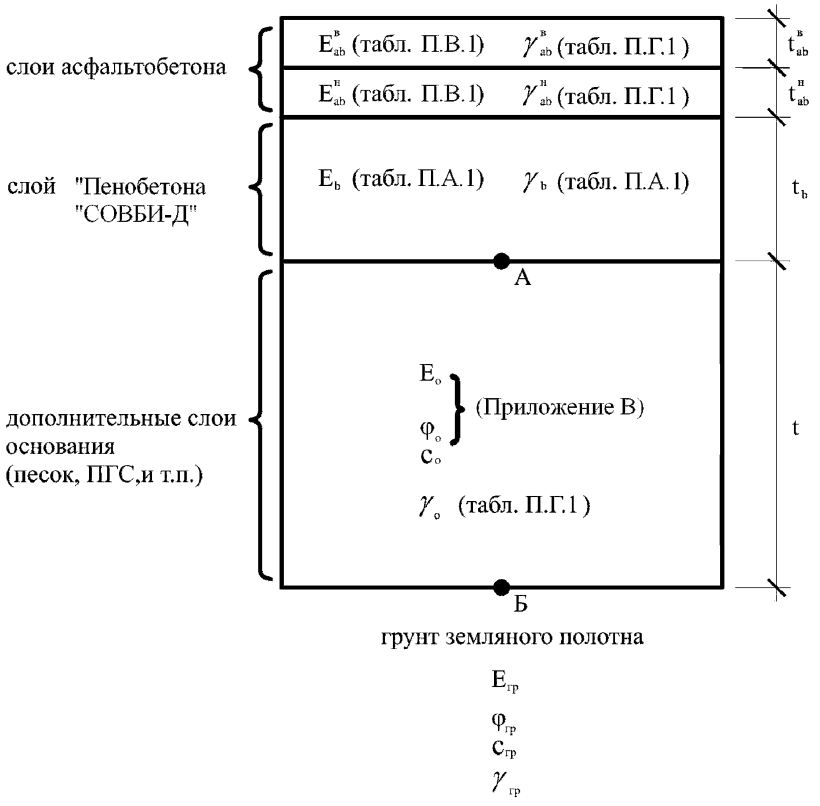
φ – угол внутреннего трения грунта под расчетной точкой, град;

$h_{од}$ - толщина конструкции дорожной одежды над расчетной точкой, м;

$E_{од}$ - средневзвешенный модуль упругости слоев дорожных одежд, находящихся над расчетной точкой, МПа.

Схема к расчету дорожной одежды по вертикальным напряжениям

(к формулам 21, 22)



В расчетной точке А: $h_{од} = t^{в}_{ab} + t^{н}_{ab} + t_b$; $E_{од} = \dfrac{E^{в}_{ab}t^{в}_{ab} + E^{н}_{ab}t^{н}_{ab} + E_b t_b}{t^{в}_{ab} + t^{н}_{ab} + t_b}$

$E_{гр}=E_o$ э по формуле (6), где $E_в = E_o$, $E_н = E_{гр}$

c_o, φ_o – характеристики дополнительного основания

$$\gamma_{од} = \frac{\gamma^{в}_{ab}t^{в}_{ab} + \gamma^{н}_{ab}t^{н}_{ab} + \gamma_b t_b}{t^{в}_{ab} + t^{н}_{ab} + t_b}$$

В расчетной точке Б: $h_{од} = t^{в}_{ab} + t^{н}_{ab} + t_b + t$; $E_{од} = \dfrac{E^{в}_{ab}t^{в}_{ab} + E^{н}_{ab}t^{н}_{ab} + E_b t_b + E_o t}{t^{в}_{ab} + t^{н}_{ab} + t_b + t}$

$E_{гр}=E_{гр}$

c, φ – характеристики грунта земляного полотна

$$\gamma_{од} = \frac{\gamma^{в}_{ab}t^{в}_{ab} + \gamma^{н}_{ab}t^{н}_{ab} + \gamma_b t_b + \gamma_o t}{t^{в}_{ab} + t^{н}_{ab} + t_b + t}$$

5 Примеры расчета дорожных одежд

Пример №1

Исходные данные:

Район строительства – Ленинградская область

Категория дороги – II

Дорожно-климатическая зона – II_2

Расчетный срок службы конструкции – 20 лет

Тип нагрузки – А 11,5 (F_n = 57,5 кН, p = 0,6 МПа = 600 кН/м^2)

Интенсивность движения на конец срока службы N_p = 3200 авт/сут

Приращение интенсивности движения q = 1,04

k_d=1,3

Схема увлажнения рабочего слоя – 3

Грунт рабочего слоя земляного полотна – песок пылеватый, E_{zp} = 60 МПа, (W/W_m = 0,9), c = 0,003 МПа, φ_{cm}= 33°, μ_o = 0,3

Конструирование и расчет дорожной одежды с асфальтобетонным покрытием на основании, включающем слой из пенобетона ПБС-Д

Предварительно, с учетом рекомендаций ОДН 218.046-01 [3.1] назначаются материалы конструкции дорожной одежды:

Материал слоя	Модуль упругости Е, МПа при расчете:		Нормативное сопротивление растяжению при изгибе, $R^н_{btb}$, МПа
	по допустимому упругому прогибу	по вертикальным напряжениям	
Асфальтобетон плотный на битуме марки БНД 60/90	3200	1800	-
Асфальтобетон высокопористый на битуме марки БНД 60/90	2000	1200	-
Пенобетон ПБС-Д D800	4400	500	1,6
Песок средней крупности	120	120	-

Расчет прочности слоя основания из пенобетона ПБС-Д

1. Вычисляем суммарное количество приложений расчетных нагрузок за срок службы по формуле (3.7) [3.1]:

$$\sum N_p = 0{,}7 \cdot N_p \cdot \frac{K_c}{q^{(T_{сл}-1)}} \cdot T_{рдг} \cdot k_n = 0{,}7 \cdot 3200 \cdot \frac{29{,}78}{1{,}04^{19}} \cdot 125 \cdot 1{,}49 = 5896680 \text{ авт.}$$

где: $K_c = 29{,}78$; $T_{рдг} = 125$ дней; $k_n = 1{,}49$.

Расчетная нагрузка $F_d = F_n \cdot k_д = 57{,}5 \cdot 1{,}3 = 74{,}75$ кН;

Расчетный радиус отпечатка колеса $R = \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot p}} = \sqrt{\frac{74{,}75}{3{,}14 \cdot 600}} = 0{,}199$ м.

2. Задаемся толщиной однослойного покрытия из пенобетона ПБС-Д $H = 30$ см.

3. Определяем l_y покрытия из пенобетона ПБС-Д, предварительно назначив толщину слоя основания из песка средней крупности – 0,5 м.

$$l_y = H \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b(1-\mu_o^2)}{6E_o^э(1-\mu_b^2)}} = 0{,}30 \cdot \sqrt[3]{\frac{4400(1-0{,}3^2)}{6 \cdot 100{,}33(1-0{,}2^2)}} = 0{,}572 \text{ м},$$

где

$$E_o^э = \frac{E_н}{1-\frac{2}{\pi}\cdot\left[1-\left(\frac{E_н}{E_в}\right)^{\frac{4}{3}}\right]\cdot arctg\left[1{,}1\cdot\left(\frac{E_в}{E_н}\right)^{\frac{1}{3}}\cdot\frac{h}{D}\right]} = \frac{60}{1-\frac{2}{\pi}\cdot\left[1-\left(\frac{60}{120}\right)^{\frac{4}{3}}\right]\cdot\frac{\pi}{180}arctg\left[1{,}1\cdot\left(\frac{120}{60}\right)^{\frac{1}{3}}\cdot\frac{0{,}5}{0{,}398}\right]} =$$

$= 100{,}33$ МПа*

*Эквивалентный модуль упругости основания определяется для двухслойной конструкции из песка средней крупности толщиной 0,5 м на грунтовом основании из песка пылеватого.

4. Вычисляем расчетный и предельный изгибающие моменты:

$$m_d = F_d(0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln\alpha) = 74{,}75 \cdot (0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln 0{,}348) = 11{,}744 \text{ кН·м/м},$$

где $\alpha = \frac{R}{l_y} = \frac{0{,}199}{0{,}572} = 0{,}348$

$$m_u = \frac{R_{btb}H^2}{6} = \frac{0{,}699 \cdot 0{,}30^2}{6} = 10{,}484 \text{ кН·м/м},$$

где $R_{btb} = R_{btb}^н \cdot K_{н.п.} \cdot K_y \cdot K_F = 1{,}6 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}404 \cdot 0{,}9 = 0{,}699$ МПа,

при $K_{н.п.} = 1{,}2$, $K_y = 1{,}08 \cdot (\sum N_p)^{-0{,}063} = 0{,}404$, $K_F = 0{,}9$

Проверяем условие: $m_d \le m_u$

11,744 кН·м/м > 10,484 кН·м/м - условие не выполнено

5. Задаем толщину однослойного покрытия из пенобетона ПБС-Д $H = 34$ см

В результате повторного расчета получаем:

$m_d = 12{,}612$ кН·м/м < $m_u = 13{,}466$ кН·м/м - условие выполнено

6. Принимаем толщину пенобетона ПБС-Д $t_b = 0{,}20$ м для двухслойного покрытия и определяем толщину асфальтобетона

$$t_{ab} = (H - t_b) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{ab}}} = (0{,}34 - 0{,}20) \cdot \sqrt[3]{\frac{4400}{2400}} = 0{,}17 \text{ м}^{**}$$

**Соотношение толщин верхнего и нижнего а/б слоев принимаем 1/2, тогда средневзвешенный модуль упругости а/б слоев $E_{ab} = 2400$ МПа.

Условие $t_{ab} = 0{,}17 \text{ м} > t_{ab,\min} = 0{,}16 \text{ м}$ соблюдается.

Проверяем условие

$$\left(\frac{t_b}{t_{ab}}\right)^2 = 1{,}36 > \frac{E_{ab}}{E_b} = 0{,}55 \text{ - условие выполнено}$$

7. Определяем приведенную цилиндрическую жесткость двухслойной конструкции:

$$B = \frac{E_{ab} \cdot I_{ab} + E_b \cdot I_b}{1 - \mu_{cp}^2} = \frac{2400 \cdot 0{,}00316 + 4400 \cdot 0{,}00137}{1 - 0{,}225^2} = 14{,}327 \text{ МН·м}^2\text{/м},$$

где

$$I_{ab} = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} + z_n\right)^3 + \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{0{,}17 + 0{,}2}{2} + 0{,}027\right)^3 + \left(\frac{0{,}17 - 0{,}2}{2} - 0{,}027\right)^3\right] = 0{,}00316 \text{ м}^4$$

$$I_b = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} - z_n\right)^3 - \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{0{,}17 + 0{,}2}{2} - 0{,}027\right)^3 - \left(\frac{0{,}17 - 0{,}2}{2} - 0{,}027\right)^3\right] = 0{,}00137 \text{ м}^4$$

$$z_n = \frac{\left(1 - \frac{E_{ab}}{E_b}\right) \cdot t_{ab} \cdot t_b}{2 \cdot \left(\frac{E_{ab}}{E_b} \cdot t_{ab} + t_b\right)} = \frac{\left(1 - \frac{2400}{4400}\right) \cdot 0{,}17 \cdot 0{,}2}{2 \cdot \left(\frac{2400}{4400} \cdot 0{,}17 + 0{,}2\right)} = 0{,}027 \text{ м}$$

8. Определяем предельный и расчетный изгибающие моменты двухслойной конструкции:

$M_u = R_{btb} \cdot W = 0{,}699 \cdot 0{,}0285 = 20$ кН·м/м,

где $W = \frac{2(I_{ab} + I_b)}{t_{ab} + t_b - 2 \cdot z_n} = \frac{2(0{,}00316 + 0{,}00137)}{0{,}17 + 0{,}2 - 2 \cdot 0{,}027} = 0{,}0285\,м^3$

$M_d = F_d\left(0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot ln\bar{\alpha}\right) = 74{,}75 \cdot (0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot ln\,0{,}308) = 13$ кН·м/м,

где $\bar{\alpha} = \frac{R}{L} = \frac{0{,}199}{0{,}647} = 0{,}308$, $L = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot B \cdot \left(1 - \mu_{cp}^{\,2}\right)}{E_o^э}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 14{,}327 \cdot \left(1 - 0{,}225^2\right)}{100{,}33}} = 0{,}647$ м.

Проверяем условие прочности:

$M_d = 13$ кН·м/м $< M_u \cdot k_{пр} = 20 \cdot 1{,}0 = 20$ кН·м/м - условие выполнено.

9. По результатам расчета принимаем следующую конструкцию дорожной одежды

Материал слоя	h слоя, см
Асфальтобетон плотный на битуме марки БНД 60/90	17
Асфальтобетон высокопористый на битуме марки БНД 60/90	
Пенобетон ПБС-Д D800	20
Песок средней крупности	50

Для определения толщин слоев асфальтобетона задаем толщину верхнего слоя $t_{ab}^в = 6$ см.

Тогда $t_{ab}^н = \frac{E_{ab} \cdot t_{ab} - E_{ab}^в \cdot t_{ab}^в}{E_{ab}^н} = \frac{2400 \cdot 0{,}17 - 3200 \cdot 0{,}06}{2000} = 0{,}108 м \approx 11$ см

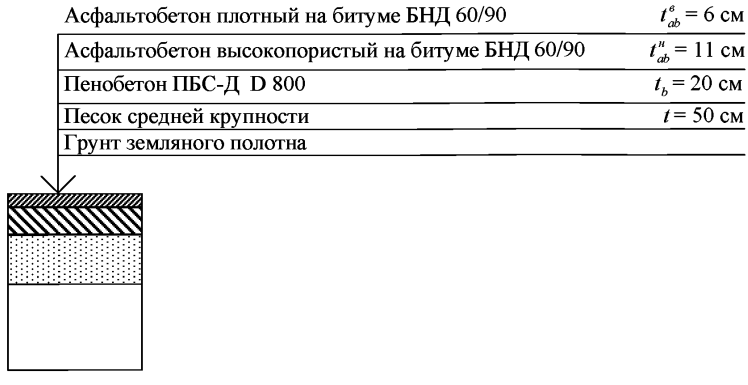


Рис. 23 Предварительная конструкция дорожной одежды

Расчет по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и в грунте земляного полотна

1. Определяем действующие вертикальные напряжения на контакте «пенобетон ПБС-Д -песок»: $\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{6,083} = 0,099$ МПа,

где $\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_o^э}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,37}{0,398}\right)^2 \left(\frac{919}{100,33}\right)^{0,8} = 6,083$

2. Определяем допускаемые напряжения:

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0149 \cdot 0,37 + \frac{\pi \cdot 0,005}{tg33^\circ}}{ctg33^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 33^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0149 \cdot 0,37 = 0,082 \text{ МПа}$$

$\sigma = 0,099$ МПа > $\sigma_{доп} = 0,082$ МПа - условие прочности не выполнено.

3. Задаем толщину слоя из пенобетона ПБС-Д $t_b = 25$ см.

В результате повторного расчета получаем $\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{7,264} = 0,083$ МПа,

где $\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_o^э}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,42}{0,398}\right)^2 \left(\frac{869}{100,33}\right)^{0,8} = 7,264$

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0141 \cdot 0,42 + \frac{\pi \cdot 0,005}{tg33^\circ}}{ctg33^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 33^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0141 \cdot 0,42 = 0,084 \text{ МПа}$$

$\sigma = 0,083$ МПа < $\sigma_{доп} = 0,084$ МПа - условие прочности выполнено.

4. Определяем действующие вертикальные напряжения на контакте «песок-грунт»: $\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{28,35} = 0,021$МПа,

где $\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_{гр}}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,92}{0,398}\right)^2 \left(\frac{462}{60}\right)^{0,8} = 28,35$

5. Определяем допускаемые напряжения:

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0162 \cdot 0,92 + \frac{\pi \cdot 0,003}{tg33^\circ}}{ctg33^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 33^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0162 \cdot 0,92 = 0,128 \text{ МПа}$$

σ = 0,021 МПа < $\sigma_{доп}$ = 0,128 МПа - условие прочности выполнено.

Конструкция дорожной одежды удовлетворяющая условиям прочности

Асфальтобетон плотный тип А, марки I, на битуме БНД 60/90, по ГОСТ 9128-97, $К_у$ = 0,99	$t_{ab}^{в}$ = 6 см
Асфальтобетон высокопористый марки I-II, на битуме БНД 60/90, по ГОСТ 9128-97, $К_у$ = 0,98	$t_{ab}^{н}$ = 11 см
Пенобетон ПБС-Д D 800, $R_{btb}^{н}$ = 1,6 МПа	t_b = 25 см
Песок средней крупности по ГОСТ 8736-93, $К_ф \geq 3$ м/сут, $К_у$ = 0,98	t = 50 см
Грунт земляного полотна, $К_у$ = 0,95	

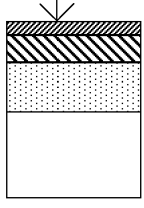


Рис. 24 Конструкция дорожной одежды

Пример №2

Исходные данные:

Район строительства – Московская область

Категория дороги – I-а

Дорожно-климатическая зона – II_2

Расчетный срок службы конструкции – 18 лет

Тип нагрузки – А 11,5 (F_n = 57,5 кН, p = 0,6 МПа = 600 кН/м^2)

Суммарное количество приложений расчетных нагрузок за срок службы

$\sum N_p$ = 2441654 авт.

k_d = 1,2

Схема увлажнения рабочего слоя – 1

Грунт рабочего слоя земляного полотна – песок пылеватый, $E_{гр}$ = 72 МПа, (W/W_m = 0,7), c = 0,004 МПа, $\varphi_{ст}$ = *23,5°*, μ_o = *0,3*

Конструирование и расчет дорожной одежды с асфальтобетонным покрытием на основании, включающем слой из пенобетона ПБС-Д

Предварительно, с учетом рекомендаций ОДН 218.046-01 [3.1] назначаются материалы конструкции дорожной одежды:

Материал слоя	Модуль упругости Е, МПа при расчете:		Нормативное сопротивление растяжению при изгибе, $R^н_{btb}$, МПа
	по допустимому упругому прогибу	по вертикальным напряжениям	
Асфальтобетон плотный на битуме марки БНД 60/90	3200	1800	-
Асфальтобетон пористый на битуме марки БНД 60/90	2000	1200	-
Пенобетон ПБС-Д D1000	5650	620	3,5
Песок средней крупности	120	120	-

Расчет прочности слоя основания из пенобетона ПБС-Д

1. Расчетная нагрузка $F_d = F_n \cdot k_o = 57{,}5 \cdot 1{,}2 = 69$ кН;

Расчетный радиус отпечатка колеса $R = \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot p}} = \sqrt{\frac{69}{3{,}14 \cdot 600}} = 0{,}191$ м.

2. Задаемся толщиной однослойного покрытия из пенобетона ПБС-Д $H = 30$ см.

3. Определяем l_y покрытия из пенобетона ПБС-Д, предварительно назначив толщину слоя основания из песка средней крупности – 0,5 м.

$$l_y = H \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b(1-\mu_o^2)}{6E_o^э(1-\mu_b^2)}} = 0{,}30 \cdot \sqrt[3]{\frac{5650(1-0{,}3^2)}{6 \cdot 107(1-0{,}2^2)}} = 0{,}608\,\text{м}$$

$$E_o^э = \frac{E_н}{1-\frac{2}{\pi}\cdot\left[1-\left(\frac{E_н}{E_в}\right)^{\frac{4}{3}}\right]\cdot arctg\left[1{,}1\cdot\left(\frac{E_в}{E_н}\right)^{\frac{1}{3}}\cdot\frac{h}{D}\right]} = \frac{72}{1-\frac{2}{\pi}\cdot\left[1-\left(\frac{72}{120}\right)^{\frac{4}{3}}\right]\cdot\frac{\pi}{180}arctg\left[1{,}1\cdot\left(\frac{120}{72}\right)^{\frac{1}{3}}\cdot\frac{0{,}5}{0{,}38}\right]} =$$

= 107 МПа*

*Эквивалентный модуль упругости основания определяется для двухслойной конструкции из песка средней крупности толщиной 0,5 м на грунтовом основании из песка пылеватого.

4. Вычисляем расчетный и предельный изгибающие моменты:

$$m_d = F_d(0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln\alpha) = 69 \cdot (0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln 0{,}314) = 11{,}49 \text{ кН·м/м},$$

где $\alpha = \frac{R}{l_y} = \frac{0{,}19}{0{,}608} = 0{,}314$

$$m_u = \frac{R_{btb} H^2}{6} = \frac{1{,}616 \cdot 0{,}30^2}{6} = 24{,}24 \text{ кН·м/м},$$

где $R_{btb} = R^n_{btb} \cdot K_{n.n.} \cdot K_y \cdot K_F = 3{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}428 \cdot 0{,}9 = 1{,}616$ МПа,

при $K_{n.n.} = 1{,}2$, $K_y = 1{,}08 \cdot (\sum N_p)^{-0{,}063} = 0{,}428$, $K_F = 0{,}9$.

Проверяем условие: $m_d \le m_u$

11,49 кН·м/м < 24,24 кН·м/м - условие выполнено

5. Принимаем толщину пенобетона ПБС-Д $t_b = 0{,}20$ м двухслойного покрытия и определяем толщину асфальтобетона

$$t_{ab} = (H - t_b) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{ab}}} = (0{,}30 - 0{,}20) \cdot \sqrt[3]{\frac{5650}{2400}} = 0{,}13 \text{ м}^{**}$$

**Соотношение толщин верхнего и нижнего а/б слоев принимаем 1/2, тогда средневзвешенный модуль упругости а/б слоев $E_{ab} = 2400$ МПа.

Условие $t_{ab} = 0{,}13 \text{ м} > t_{ab,\min} = 0{,}12 \text{ м}$ соблюдается.

Проверяем условие

$$\left(\frac{t_b}{t_{ab}}\right)^2 = 2{,}37 > \frac{E_{ab}}{E_b} = 0{,}42 \text{ - условие выполнено}$$

6. Определяем приведенную цилиндрическую жесткость двухслойной конструкции

$$B = \frac{E_{ab} \cdot I_{ab} + E_b \cdot I_b}{1 - \mu_{cp}^2} = \frac{2400 \cdot 0{,}00244 + 5650 \cdot 0{,}00094}{1 - 0{,}225^2} = 11{,}734 \text{ МН·м}^2\text{/м},$$

$$I_{ab} = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} + z_n\right)^3 + \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{0{,}13 + 0{,}2}{2} + 0{,}0298\right)^3 + \left(\frac{0{,}13 - 0{,}2}{2} - 0{,}0298\right)^3\right] = 0{,}00244 \text{ м}^4$$

$$I_b = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} - z_n\right)^3 - \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{0{,}13 + 0{,}2}{2} - 0{,}0298\right)^3 - \left(\frac{0{,}13 - 0{,}2}{2} - 0{,}0298\right)^3\right] = 0{,}00094 \text{ м}^4$$

$$z_n = \frac{\left(1-\frac{E_{ab}}{E_b}\right)\cdot t_{ab}\cdot t_b}{2\cdot\left(\frac{E_{ab}}{E_b}\cdot t_{ab}+t_b\right)} = \frac{\left(1-\frac{2400}{5650}\right)\cdot 0{,}13\cdot 0{,}2}{2\cdot\left(\frac{2400}{5650}\cdot 0{,}13+0{,}2\right)} = 0{,}0298\ \text{м}$$

7. Определяем предельный и расчетный изгибающие моменты двухслойной конструкции:

$M_u = R_{btb}\cdot W = 1{,}616\cdot 0{,}025 = 40{,}4$ кН·м/м,

где $W = \frac{2(I_{ab}+I_b)}{t_{ab}+t_b-2\cdot z_n} = \frac{2(0{,}00244+0{,}00094)}{0{,}13+0{,}2-2\cdot 0{,}0298} = 0{,}025\ \text{м}^3$

$M_d = F_d\left(0{,}0592-0{,}0928\cdot ln\bar{\alpha}\right) = 69\cdot\left(0{,}0592-0{,}0928\cdot ln\,0{,}323\right) = 11{,}3$ кН·м/м,

где $\bar{\alpha} = \frac{R}{L} = \frac{0{,}191}{0{,}593} = 0{,}323$, $L = \sqrt[3]{\frac{2\cdot B\cdot\left(1-\mu_{cp}{}^2\right)}{E_o^э}} = \sqrt[3]{\frac{2\cdot 11{,}734\cdot\left(1-0{,}225^2\right)}{107}} = 0{,}593$ м.

Проверяем условие прочности:

$M_d = 11{,}3$ кН·м/м $< M_u\cdot k_{пр} = 40{,}4\cdot 1{,}0 = 40{,}4$ кН·м/м - условие выполнено.

9. По результатам расчета принимаем конструкцию дорожной одежды

Материал слоя	h слоя, см
Асфальтобетон плотный на битуме марки БНД 60/90	13
Асфальтобетон пористый на битуме марки БНД 60/90	
Пенобетон ПБС-Д D1000	20
Песок средней крупности	50

Для определения толщин слоев асфальтобетона задаем толщину верхнего слоя $t_{ab}^в = 5$ см.

Тогда $t_{ab}^н = \frac{E_{ab}\cdot t_{ab} - E_{ab}^в\cdot t_{ab}^в}{E_{ab}^н} = \frac{2400\cdot 0{,}13 - 3200\cdot 0{,}05}{2000} = 0{,}076 м \approx 8$ см.



Рис. 25 Предварительная конструкция дорожной одежды

Расчет по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и в грунте земляного полотна

1. Определяем действующие вертикальные напряжения на контакте «пенобетон ПБС-Д - песок»:

$$\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{5,25} = 0,114\ \text{МПа},$$

где $$\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_o^э}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,33}{0,382}\right)^2 \left(\frac{940}{107}\right)^{0,8} = 5,25$$

2. Определяем допускаемые напряжения:

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0151 \cdot 0,33 + \frac{\pi \cdot 0,004}{tg32^\circ}}{ctg32^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 32^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0151 \cdot 0,33 = 0,066\ \text{МПа}$$

$\sigma = 0,114$ МПа > $\sigma_{доп} = 0,066$ МПа - условие прочности не выполнено.

3. Задаем толщину слоя из пенобетона ПБС-Д $t_b = 32$ см.

В результате повторного расчета получаем

$$\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{8,31} = 0,072\ \text{МПа},$$

где $$\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_o^э}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,45}{0,382}\right)^2 \left(\frac{854}{107}\right)^{0,8} = 8,31$$

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0138 \cdot 0,45 + \frac{\pi \cdot 0,004}{tg32^\circ}}{ctg32^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 32^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0138 \cdot 0,45 = 0,0733\ \text{МПа}$$

$\sigma = 0,072$ МПа < $\sigma_{доп} = 0,0733$ МПа - условие прочности выполнено.

4. Определяем действующие вертикальные напряжения на контакте «песок-грунт»:

$$\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{28,64} = 0,021\ \text{МПа},$$

где $$\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_{гр}}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,95}{0,382}\right)^2 \left(\frac{467,8}{72}\right)^{0,8} = 28,64$$

5. Определяем допускаемые напряжения:

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,016 \cdot 0,95 + \frac{\pi \cdot 0,004}{tg23,5^\circ}}{ctg23,5^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 23,5^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,016 \cdot 0,95 = 0,082\ \text{МПа}$$

σ = 0,021 МПа < $\sigma_{доп}$ = 0,082 МПа - условие прочности выполнено.

Конструкция дорожной одежды удовлетворяющая условиям прочности

Асфальтобетон плотный тип А, марки I, на битуме БНД 60/90, по ГОСТ 9128-97, $К_у$ = 0,99	t^{e}_{ab} = 5 см
Асфальтобетон пористый марки I-II, на битуме БНД 60/90, по ГОСТ 9128-97, $К_у$ = 0,98	t^{u}_{ab} = 8 см
Пенобетон ПБС-Д D 1000, R^{u}_{btb} = 3,5 МПа	t_b = 32 см
Песок средней крупности по ГОСТ 8736-93, $К_ф \geq 2$ м/сут, $К_у$ = 0,98	t = 50 см
Грунт земляного полотна, $К_у$ = 0,95	

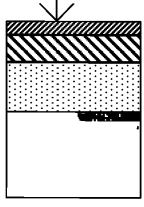


Рис. 26 Конструкция дорожной одежды

Пример №3

Исходные данные:

Район строительства – Ленинградская область

Категория дороги – III

Дорожно-климатическая зона – II_2

Расчетный срок службы конструкции – 20 лет

Тип нагрузки – А3 (F_n = 65 кН, p = 0,6 МПа = 600 кН/м^2)

Суммарное количество приложений расчетных нагрузок за срок службы

$\sum N_p$ = 237685,4 авт.

k_d = 1,3

Схема увлажнения рабочего слоя – 2

Грунт рабочего слоя земляного полотна – супеси пылеватые,

$E_{гр}$ = 40 МПа (W/W_m = 0,7), c = 0,003 МПа, $\varphi_{ст}$ = 22°, μ_o = 0,3

Конструирование и расчет дорожной одежды с асфальтобетонным покрытием на основании, включающем слой из пенобетона ПБС-Д

Предварительно, с учетом рекомендаций ОДН 218.046-01 [3.1] назначаются материалы конструкции дорожной одежды:

Материал слоя	Модуль упругости Е, МПа при расчете:		Нормативное сопротивление растяжению при изгибе, $R^{н}_{btb}$, МПа
	по допустимому упругому прогибу	по вертикальным напряжениям	
Асфальтобетон плотный на битуме марки БНД 60/90	3200	1800	-
Асфальтобетон пористый на битуме марки БНД 60/90	2000	1200	-
Пенобетон ПБС-Д D700	3650	450	1,25
Песок мелкий	100	100	-

Расчет прочности слоя основания из пенобетона ПБС-Д

1. Расчетная нагрузка $F_d = F_n \cdot k_o = 65 \cdot 1{,}3 = 84{,}5$ кН;

Расчетный радиус отпечатка колеса $R = \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot p}} = \sqrt{\frac{84{,}5}{3{,}14 \cdot 600}} = 0{,}212$ м.

2. Задаемся толщиной однослойного покрытия из пенобетона ПБС-Д $H = 37$ см.

3. Определяем l_y покрытия из пенобетона, предварительно назначив толщину слоя основания из песка мелкого – 0,4 м.

$$l_y = H \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b(1-\mu_o^2)}{6E_o^э(1-\mu_b^2)}} = 0{,}37 \cdot \sqrt[3]{\frac{3650(1-0{,}3^2)}{6 \cdot 69{,}79(1-0{,}2^2)}} = 0{,}748\,\text{м},$$

где

$$E_o^э = \frac{E_н}{1-\frac{2}{\pi}\cdot\left[1-\left(\frac{E_н}{E_в}\right)^{\frac{4}{3}}\right]\cdot arctg\left[1{,}1\cdot\left(\frac{E_в}{E_н}\right)^{\frac{1}{3}}\cdot\frac{h}{D}\right]} = \frac{40}{1-\frac{2}{\pi}\cdot\left[1-\left(\frac{40}{100}\right)^{\frac{4}{3}}\right]\cdot\frac{\pi}{180}arctg\left[1{,}1\cdot\left(\frac{100}{40}\right)^{\frac{1}{3}}\cdot\frac{0{,}4}{0{,}424}\right]} =$$

$= 69{,}79$ МПа*

*Эквивалентный модуль упругости основания определяется для двухслойной конструкции из песка мелкого толщиной 0,4 м на грунтовом основании из супесей пылеватых твердых.

4. Вычисляем расчетный и предельный изгибающие моменты:

$$m_d = F_d(0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln\alpha) = 84{,}5 \cdot (0{,}0592 - 0{,}0928 \cdot \ln 0{,}283) = 14{,}899 \text{ кН·м/м},$$

где $\alpha = \frac{R}{l_y} = \frac{0{,}212}{0{,}748} = 0{,}283$

$$m_u = \frac{R_{btb} H^2}{6} = \frac{0{,}668 \cdot 0{,}37^2}{6} = 15{,}252 \text{ кН·м/м},$$

где $R_{btb} = R^н_{btb} \cdot K_{н.п.} \cdot K_y \cdot K_F = 1{,}25 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}495 \cdot 0{,}9 = 0{,}668$ МПа,

при $K_{н.п.} = 1{,}2$, $K_y = 1{,}08 \cdot (\sum N_p)^{-0{,}063} = 0{,}495$, $K_F = 0{,}9$.

Проверяем условие: $m_d \le m_u$

14,899 кН·м/м < 15,252 кН·м/м - условие выполнено

5. Принимаем толщину пенобетона ПБС-Д $t_b = 0{,}23$ м двухслойного покрытия и определяем толщину асфальтобетона

$$t_{ab} = (H - t_b) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{ab}}} = (0{,}37 - 0{,}23) \cdot \sqrt[3]{\frac{3650}{2400}} = 0{,}16 \text{ м}^{**}$$

**Соотношение толщин верхнего и нижнего а/б слоев принимаем 1/2, тогда средневзвешенный модуль упругости а/б слоев $E_{ab} = 2400$ МПа.

Условие $t_{ab} = 0{,}16$ *м* $> t_{ab,min} = 0{,}13$ *м* соблюдается.

Проверяем условие

$$\left(\frac{t_b}{t_{ab}}\right)^2 = 2{,}04 > \frac{E_{ab}}{E_b} = 0{,}66 \text{ - условие выполнено}$$

6. Определяем приведенную цилиндрическую жесткость двухслойной конструкции.

$$B = \frac{E_{ab} \cdot I_{ab} + E_b \cdot I_b}{1 - \mu_{ср}^2} = \frac{2400 \cdot 0{,}00323 + 3650 \cdot 0{,}00189}{1 - 0{,}225^2} = 15{,}847 \text{ МН·м}^2\text{/м},$$

где

$$I_{ab} = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} + z_n\right)^3 + \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{0{,}16 + 0{,}23}{2} + 0{,}019\right)^3 + \left(\frac{0{,}16 - 0{,}23}{2} - 0{,}019\right)^3\right] = 0{,}00323 \text{ м}^4$$

$$I_b = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{t_{ab} + t_b}{2} - z_n\right)^3 - \left(\frac{t_{ab} - t_b}{2} - z_n\right)^3\right] = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{0{,}16 + 0{,}23}{2} - 0{,}019\right)^3 - \left(\frac{0{,}16 - 0{,}23}{2} - 0{,}019\right)^3\right] = 0{,}00189 \text{ м}^4$$

$$z_n = \frac{\left(1-\frac{E_{ab}}{E_b}\right)\cdot t_{ab}\cdot t_b}{2\cdot\left(\frac{E_{ab}}{E_b}\cdot t_{ab}+t_b\right)} = \frac{\left(1-\frac{2400}{3650}\right)\cdot 0{,}16\cdot 0{,}23}{2\cdot\left(\frac{2400}{3650}\cdot 0{,}16+0{,}23\right)} = 0{,}019 \text{ м}$$

7. Определяем предельный и расчетный изгибающие моменты двухслойной конструкции.

$M_u = R_{btb}\cdot W = 0{,}668\cdot 0{,}029 = 19{,}4$ кН·м/м,

где $W = \frac{2(I_{ab}+I_b)}{t_{ab}+t_b-2\cdot z_n} = \frac{2(0{,}00323+0{,}00189)}{0{,}16+0{,}23-2\cdot 0{,}019} = 0{,}029 \text{ м}^3$

$M_d = F_d\left(0{,}0592-0{,}0928\cdot ln\overline{\alpha}\right) = 84{,}5\cdot\left(0{,}0592-0{,}0928\cdot ln\,0{,}283\right) = 15$ кН·м/м,

где $\overline{\alpha} = \frac{R}{L} = \frac{0{,}212}{0{,}749} = 0{,}283$, $L = \sqrt[3]{\frac{2\cdot B\cdot\left(1-\mu_{cp}^{\,2}\right)}{E_o^{\ni}}} = \sqrt[3]{\frac{2\cdot 15{,}847\cdot\left(1-0{,}225^2\right)}{69{,}79}} = 0{,}749$ м.

Проверяем условие прочности:

$M_d = 15$ кН·м/м $< M_u\cdot k_{np} = 19{,}4\cdot 1{,}0 = 19{,}4$ кН·м/м - условие выполнено.

9. По результатам расчета принимаем конструкцию дорожной одежды

Материал слоя	h слоя, см
Асфальтобетон плотный на битуме марки БНД 60/90	16
Асфальтобетон пористый на битуме марки БНД 60/90	
Пенобетон ПБС-Д D700	23
Песок мелкий	40

Для определения толщин слоев асфальтобетона задаем толщину верхнего слоя $t_{ab}^{в} = 5$ см.

Тогда $t_{ab}^{н} = \frac{E_{ab}\cdot t_{ab} - E_{ab}^{в}\cdot t_{ab}^{в}}{E_{ab}^{н}} = \frac{2400\cdot 0{,}16 - 3200\cdot 0{,}05}{2000} = 0{,}112$ *м* ≈ 11 см.

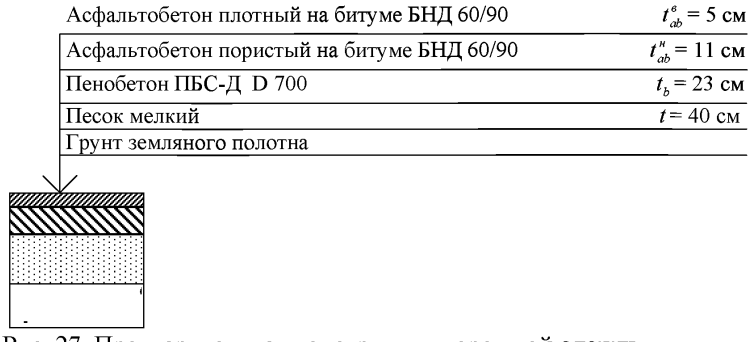


Рис. 27 Предварительная конструкция дорожной одежды

Расчет по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и в грунте земляного полотна

1. Определяем действующие вертикальные напряжения на контакте «пенобетон ПБС-Д - песок»:

$$\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{7,16} = 0,084\ \text{МПа},$$

где $\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_o^э}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,39}{0,424}\right)^2 \left(\frac{834,62}{69,79}\right)^{0,8} = 7,16$

2. Определяем допускаемые напряжения:

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0134 \cdot 0,39 + \frac{\pi \cdot 0,003}{tg31^\circ}}{ctg31^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 31^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0134 \cdot 0,39 = 0,056\ \text{МПа}$$

$\sigma = 0,084$ МПа > $\sigma_{доп} = 0,056$ МПа - условие прочности не выполнено.

3. Задаем толщины слоев $t_b = 32$ см и $t_{ab}^u = 12$ см.

В результате повторного расчета получаем

$$\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{10,13} = 0,059\ \text{МПа},$$

где $\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_o^э}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,49}{0,424}\right)^2 \left(\frac{771,4}{69,79}\right)^{0,8} = 10,13$

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0,0124 \cdot 0,49 + \frac{\pi \cdot 0,003}{tg31^\circ}}{ctg31^\circ + \frac{\pi}{180} \cdot 31^\circ - \frac{\pi}{2}} + 0,0124 \cdot 0,49 = 0,061\ \text{МПа}$$

$\sigma_{доп} = 0,061$ МПа > $\sigma = 0,059$ МПа - условие прочности выполнено.

4. Определяем действующие вертикальные напряжения на контакте «песок-грунт»:

$$\sigma = \frac{p}{\omega} = \frac{0,6}{32,61} = 0,018\ \text{МПа},$$

где $\omega = 1 + \left(\frac{h_{од}}{D}\right)^2 \left(\frac{E_{од}}{E_{гр}}\right)^{0,8} = 1 + \left(\frac{0,89}{0,424}\right)^2 \left(\frac{469,7}{40}\right)^{0,8} = 32,61$

5. Определяем допускаемые напряжения:

$$\sigma_{доп} = \frac{\pi\gamma_{од}h_{од} + \frac{\pi c}{tg\varphi}}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_{од}h_{од} = \frac{\pi \cdot 0{,}0145 \cdot 0{,}89 + \frac{\pi \cdot 0{,}003}{tg22^{\circ}}}{ctg22^{\circ} + \frac{\pi}{180} \cdot 22^{\circ} - \frac{\pi}{2}} + 0{,}0145 \cdot 0{,}89 = 0{,}062 \text{ МПа}$$

$\sigma = 0{,}018$ МПа $< \sigma_{доп} = 0{,}062$ МПа - условие прочности выполнено.

Конструкция дорожной одежды удовлетворяющая условиям прочности

Асфальтобетон плотный тип А, марки I, на битуме БНД 60/90, по ГОСТ 9128-97, $К_у = 0{,}99$	$t^{в}_{ab} = 5$ см
Асфальтобетон пористый марки I-II, на битуме БНД 60/90, по ГОСТ 9128-97, $К_у = 0{,}98$	$t^{н}_{ab} = 12$ см
Пенобетон ПБС-Д D 700, $R^{н}_{btb} = 1{,}25$ МПа	$t_b = 32$ см
Песок мелкий по ГОСТ 8736-93, $К_ф \geq 2$ м/сут, $К_у = 0{,}98$	$t = 40$ см
Грунт земляного полотна, $К_у = 0{,}95$	

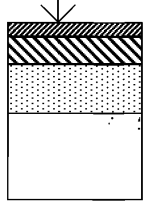


Рис. 28 Конструкция дорожной одежды

Приложение А

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕАВТОКЛАВНОГО МОНОЛИТНОГО «ПЕНОБЕТОНА «СОВБИ-Д»

Таблица П.А.1

Марка по плотности (методика испытания ГОСТ 17117-94, ГОСТ 30256-94, СНиП II-3-97*)	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**700**	**800**	**1000**
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии Вт/(м°С) (методика испытания ГОСТ 17117-94, ГОСТ 30256-94, СНиП II-3-79*)	0,05	0,065	0,085	0,12	0,15	0,17	0,185	0,21
Коэффициент теплопроводности при равновесной влажности 4% (методика испытания ГОСТ 17117-94, ГОСТ 30256-94, СНиП II-3-79*)	0,065	0,084	0,105	0,145	0,18	0,195	0,20	0,225
Коэффициент теплопроводности при равновесной влажности 6% (методика испытания ГОСТ 17117-94, ГОСТ 30256-94, СНиП II-3-79*)	0,072	0,090	0,109	0,157	0,186	0,21	0,22	0,235
Коэффициент теплопроводности при равновесной влажности 8% (методика испытания ГОСТ 17117-94, ГОСТ 30256-94, СНиП II-3-79*)	0,085	0,094	0,117	0,175	0,192	0,22	0,23	0,25
Предел прочности при сжатии, МПа (методика испытания ГОСТ 10180-90)	0,1-02	0,4–0,6	0,7–1,1	1,2–1,5	1,5–2,2	2,3–2,7	3,0–3,5	5,6–9,0
Коэффициент паропроницаемости, мг/(м·час·Па) (методика испытания ГОСТ 25898-83)	0,28	0,25	0,22	0,2	0,17	0,14	0,11	0,09
Модуль упругости, МПа	290	570	960	1850	2800	3650	4400	5650
Расчетный модуль упругости при расчете по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и грунте земляного полотна, МПа	210	250	300	350	400	450	500	620
Коэффициент Пуассона	0,2	0, 2	0, 2	0, 2	0, 2	0, 2	0, 2	0, 2
Коэффициент линейной температурной деформации	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С	$0,8\cdot 10^{-5}$ °С
Прочность на растяжение при изгибе, МПа	0,05-0,15	0,2 - 0,3	0,35 – 0,55	0,6-0,75	0,75-1,1	1,15-1,35	1,5-1,7	2,8-4,5
Коэффициент температуропроводности, $a\cdot 10^3$, $м^2/ч$	1,47	1,49	1,5	1,52	1,53	1,54	1,56	1,7
Водопоглощение, % объемн.	26	24	21	18	15	12	9	7

Примечания: *1.Прочность на сдвиг по сравнению с прочностью на сжатие меньше на 6-8 %. 2. Приведены данные для ПБС-Д, полученного на цементе ПЦ400 Д0. При необходимости могут быть использованы различные добавки, наполнители, более активный цемент. В этом случае производится корректировка табличных данных на основании результатов испытанных образцов.*

Приложение Б

ТАБЛИЦЫ РЕКОМЕНДУЕМЫХ НОРМАТИВНЫХ ЗНАЧЕНИЙ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Частная классификация и расчетные значения показателей механических свойств торфяных грунтов

Таблица П.Б.1

Разновидность	Природная влажность W, %	Вид по степени разложения D_{dp}	Вид по степени волокнистости Φ, %	Подвид	Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{усл}$, МПа: в природном залегании	Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{усл}$, МПа: после уплотнения под нагрузкой $P=0{,}05$ МПа	Сжимаемость: Модуль деформации E, (МПа) при нагрузке P: 0,05 МПа	Сжимаемость: Модуль деформации E, (МПа) при нагрузке P: 0,1 МПа	Сжимаемость: Модуль осадки e_P (мм/м) при нагрузке P: 0,05 МПа	Сжимаемость: Модуль осадки e_P (мм/м) при нагрузке P: 0,1 МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Осушенный (или уплотненный)	<300	<25	>75	мз	>0,049	>0,250	>0,25	>0,33	<200 (<100)	<300 (<200)
				сз	>0,042	>0,172				
		25-40	75-60	мз	>0,030	>0,125				
				сз	>0,033	>0,105				
		>40	<60	мз	>0,019	>0,080				
				сз	>0,026	>0,073				
Маловлажный	300-600	<25	>75	мз	0,049-0,026	0,250-0,136	0,25-0,15	0,33-0,23	200-350 (100-250)	300-420 (200-370)
				сз	0,042-0,022	0,172-0,090				
		25-40	75-60	мз	0,030-0,017	0,125-0,060				
				сз	0,033-0,016	0,105-0,056				
		>40	<60	мз	0,019-0,008	0,080-0,036				
				сз	0,026-0,013	0,073-0,036				
Средней влажности	600-900	<25	>75	мз	0,026-0,016	0,136-0,087	0,15-0,11	0,23-0,19	350-450 (250-400)	420-530 (370-500)
				сз	0,022-0,016	0,090-0,066				
		25-40	75-60	мз	0,017-0,010	0,060-0,042				
		>40		сз	0,016-0,011	0,056-0,035				
			60	мз	0,008-0,005	0,036-0,021				
				сз	0,013-0,008	0,036-0,022				
Очень влажный	900-1200	<25	>75	мз	0,016-0,011	0,087-0,062	0,11-0,09	0,19-0,17	450-550 (400-470)	530-600 (500-550)
				сз	0,016-0,011	0,062-0,046				
		25-40	75-60	мз	0,010-0,006	0,042-0,028				
				сз	-	-				
		>40	<60	мз	0,005-0,003	0,021-0,015				
				сз	-	-				
Избыточно влажный	>1200	<25	>75	мз	0,011-0,007	0,062-0,038	0,090-0,085	0,17-0,15	550-600 (470-490)	600-650 (550-570)
				сз	0,011-0,006	0,046-0,020				
		25-40	75-60	мз	-	-				
				сз	-	-				
		>40	<60	мз	-	-				
				сз	-	-				

Примечания: *1. В скобках даны средние значения модулей осадки, без скобок - максимальные.*

2. мз - малозольный торф (потери при прокаливании ≥ 95%); сз - торф средней зольности (95%>П≥80%); .

3. Величины показателей механических свойств при промежуточных значениях влажности определяются интерполяцией.

Частная классификация и расчетные значения показателей механических свойств сапропелевых грунтов

Таблица П.Б.2

Группа грунта	Содержание органических веществ $П$, %	Разновидность грунта		Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{усл}$, МПа		Сжимаемость	
		наименование	определяющий признак (влажность W, %)	в природном залегании	после уплотнения под нагрузкой $P=0{,}05$ МПа	Модуль деформации E, (МПа) при нагрузке $P=0{,}05$ МПа	Модуль осадки e_P (мм/м) при нагрузке $P=0{,}05$ МПа
Органический	>60	Маловлажный	<200	>0,02	>0,03	>0,3	<150
		Средней влажности	200-500	0,02-0,01	0,030-0,015	0,3-0,1	150-400
		Сильно влажный	500-1000	0,01-0,001	0,015-0,003	<0,1	>400
		Избыточно влажный (жидкий)	>1000	<0,001	<0,003	-	-
Органоминеральный	10-60	Маловлажный	<150	>0,02	>0,03	>0,5	<100
		Средней влажности	150-400	0,02-0,01	0,030-0,015	0,5-0,2	100-250
		Сильно влажный	400-900	0,01-0,001	0,015-0,003	0,2	260
		Избыточно влажный (жидкий)	>900	<0,001	<0,003	-	-

Примечание. *Величины показателей механических свойств при промежуточных значениях влажности определяются интерполяцией.*

Частная классификация и расчетные значения показателей механических свойств илов

Таблица П.Б.3

Подвид грунта	Число пластичности I_p	Модуль деформации E в зависимости от показателя текучести I_L, МПа					Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{усл}$, в зависимости от показателя текучести I_L, МПа					Коэффициент фильтрации $K_ф$ в зависимости от показателя текучести I_L, м/сут	
		0,75-1,0	1,0-1,5	1,5-2,0	2,0-2,5	2,5-3,0	0,5-1,0	1,0-1,5	1,5-2,0	2,0-2,5	2,5-3,0	1-2	2-3
Супесчаный	$1 \le I_p < 7$												
	3	4,6-4,4	4,4-3,9	3,9-3,6	3,6-3,3	3,3-3,1	0,040-0,035	0,035	0,026-0,021	0,021-0,018	0,018	$1{,}7*10^{-2}$	-
	5	≤4	≤3,6	≤3,3	≤3,1	≤2,9		0,026			0,017	$8{,}6*10^{-2}$	
Суглинистый	$7 \le I_p < 17$												
	11	1,6-1,4	1,4-1,2	1,2-1,1	1,1-1,05	1,05-1,0							
	12	1,9-1,6	1,6-1,3	1,3-1,2	1,2-1,05	1,05-0,95	0,030-0,027	0,077-0,022	0,022-0,017	1,017-0,013	0,013-0,011	$8{,}6*10^{-4}$	$2{,}6*10^{-3}$
	13	2,6-2,3	2,3-1,8	1,8-1,4	1,4-1,1	1,1-0,8						$2{,}6*10^{-3}$	$1{,}21*10^{-2}$

	14	5-4	4-2,5	2,5-1,8	1,8-1,1	1,1-0,6							
Глинистый	$I_p \geq 17$ 26	1,3-1,2	1,2-0,9	0,9-0,5	0,5-0,3	-	0,014-0,013	0,013-0,011	0,011-0,009	0,009-0,008	-		
	30	1,4-0,8	0,8-0,5	0,5-0,35	0,35-0,30	-	0,020-0,016	0,016-0,012	0,012-0,010	-	-	$4,32*10^{-5}$	$3,46*10^{4}$
	35	1,0-0,65	0,66-0,40	0,40-0,32	0,32-0,30	-	0,030-0,021	0,021-0,008	0,008-0,002	-	-	$3,46*10^{-4}$	$6,90*10^{4}$
	45	0,45-0,40	0,40-0,35	0,35-0,30	0,30-0,25	-	0,032-0,024	0,024-0014	0,014-0,012	-	-	-	-

Частная классификация и расчетные значения показателей механических свойств иольдиевых глин

Таблица П.Б.4

Разновидность грунта	Относительная влажность, $W_{отн}$	Сцепление c, МПа	Угол внутреннего трения φ, град.	Структурное сцепление c_c, МПа	Предел структурной прочности при компрессии, МПа	Модуль осадки e_P (мм/м) при нагрузке P	
						0,02 МПа	0,10 МПа
Текучепластичная	<1,0	0,015	>7	>0,01	-	7-9	15-40
Скрытотекучая А	1,0-1,5	0,02-0,01	7-3	0,015-0,007	>0,05	9-11	40-120
Скрытотекучая Б	1,5-2,5	0,015-0,005	3-0	0,007-0,003	0,05-0,018	11-14	120-250

Частная классификация и расчетные значения показателей механических свойств переувлажненных глин

Таблица П.Б.5

Разновидность грунта		Подвид по пластичности	Плотность ρ, г/см3	Показатель механических свойств		
наименование	определяющий признак (показатель текучести I_L)			сцепление c, МПа	угол внутреннего трения φ, град.	модуль деформации E, МПа
Мягкопластичный	0,5-0,75	Супесь Суглинок Глина	1,90 1,90 1,95	0,005 0,015 0,020	20 17 14	38 19 2
Текучепластичный	0,75-1,0	Супесь Суглинок Глина	1,85 1,85 1,90	0,002 0,010 0,010	18 13 8	19 12,5 3
Текучий	$\geq 1,0$	Супесь Суглинок Глина	1,85 1,80 1,80	0,0 0,005 0,005	14 10 6	12,5 6 3

Приложение В

ТАБЛИЦЫ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКТИВНЫХ СЛОЕВ ИЗ РАЗЛИЧНЫХ ДОРОЖНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Нормативные значения модуля упругости асфальтобетонов различных составов (при расчете конструкции по изгибающим моментам в сечении плиты покрытия и по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и грунте земляного полотна)

Таблица П.В.1

Материал	Марка битума	Модуль упругости Е, МПа, при температуре покрытия, °С				
		+10	+20	+30	+40	+50 (60)
Плотный асфальтобетон и высокоплотный асфальтобетон	Вязкого БНД и БН: 40/60; 60/90; 90/130	4400; 3200; 2400	2600; 1800; 1200	1550; 1100; 550	850; 650; 550	520; 460; 420
	130/200; 200/300	1500; 1200	800; 600	670; 500	460; 420	380; 360
	Жидкого: БГ-70/130; СГ-130/200	1000; 1000	420; 420	400; 400	350; 350	350; 350
	СГ-70/130; МГ-70/130	800; 800	360; 360	350; 350	350; 350	350; 350
Пористый и высокопористый асфальтобетон	Вязкого БНД и БН: 40/60; 60/90; 90/130	2800; 2000; 1400	1700; 1200; 800	900; 700; 510	540; 460; 380	390; 360; 350
	130/200; 200/300	1100; 950	600; 450	400; 350	340; 330	340; 330
Плотный дегтебетон	-	3800	1500	800	500	350
Пористый дегтебетон	-	2000	300	400	350	300
Асфальтобетоны холодные Бх	-	1300	-	-	-	-
Вх	-	1100	-	-	-	-
Гх	-	900	-	-	-	-
Дх	-	750	-	-	-	-

Примечания: 1. *Модули упругости пористого и высокопористого асфальтобетона даны применительно к песчаным смесям. При температуре от 30 до 50 °С модули упругости для мелкозернистых смесей следует увеличить на 10 %, а для крупнозернистых смесей - на 20 %.*

2. При расчете по изгибающим моментам принимать при t° = +10°.

3.При расчете дорожных одежд по вертикальным напряжениям значения модулей упругости материалов, содержащих органическое вяжущее, принимают соответствующими температурам, указанным в таблице:

Дорожно-климатические зоны	*I-II*	*III*	*IV*	*V*
Расчетная температура, °С	*+20*	*+30*	*+40*	*+50*

Конструктивные слои из активных материалов (шлаки, шламы, фосфогипс и др.)

Таблица П.В.2

№ п/п	Материал	Нормативные значения модуля упругости, Е, МПа
1	Основание из подобранных оптимальных смесей из высокоактивных материалов с максимальной крупностью зерен до 40 мм, уплотненных при оптимальной влажности	650-870
2	То же, из активных материалов	480-700
3	Основание из рядовых неоптимальных смесей из высокоактивных материалов с максимальной крупностью 70 мм	450-650

№ п/п	Материал	Нормативные значения модуля упругости, Е, МПа
4	То же, из активных материалов	370-480

Примечание. 1. *К высокоактивным материалам относятся материалы, имеющие прочность при сжатии от 5 до 10 МПа в возрасте 90 сут.*
2. К активным материалам - материалы, имеющие прочность при сжатии от 2,5 до 5 МПа в том же возрасте.

Конструктивные слои из смесей щебеночно-гравийно-песчаных, соответствующих ГОСТ 25607-94 и ГОСТ 3344-83

Таблица П.В.3

Материал слоя	Нормативные значения модуля упругости, Е, МПа
Щебеночные/гравийные смеси (С) для покрытий:	
- непрерывная гранулометрия (ГОСТ 25607)	
при максимальном размере зерен: $С_1$ - 40 мм	300/280
$С_2$ - 20 мм	290/265
Смеси для оснований	
- непрерывная гранулометрия: $С_3$ - 80 мм	280/240
$С_4$ - 80 мм	275/230
$С_5$ - 40 мм	260/220
$С_6$ - 20 мм	240/200
$С_7$ - 20 мм	260/180
Шлаковая щебеночно-песчаная смесь из неактивных и слабоактивных шлаков (ГОСТ 3344)	
$С_1$ - 70 мм	275
$С_2$ - 70 мм	260
$С_4$ - 40 мм	250
$С_6$ - 20 мм	210

Щебеночные основания, устраиваемые методом заклинки, соответствующие ГОСТ 25607-94

Таблица П.В.4

Материал слоя	Нормативные значения модуля упругости, Е, МПа
Щебень фракционированный 40-80 (80-120) мм с заклинкой:	
- фракционированным мелким щебнем	450
	350
- известняковой мелкой смесью или активным мелким шлаком	400
	300
- мелким высокоактивным шлаком	450
	400
- асфальтобетонной смесью	500
	450
- цементопесчаной смесью М75 при глубине пропитки 0,25-0,75 h слоя	450-700
	350-600

Примечание. *Для слоя: в числителе - из легкоуплотняемого щебня;* в *знаменателе - из трудноуплотняемого щебня.*

Нормативные значения модулей упругости грунтов

Таблица П.В.5

Грунт	Модуль упругости, при относительной влажности W/W_m, МПа									
	0,5	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
Пески:										
• крупные	130									
• средней крупности	120									
• мелкие	100									
• однородные	75									
• пылеватые	96	90	84	78	72	60	60	54	48	43
Супеси:										
• легкая	70	60	56	53	49	45	43	42	41	40
• пылеватая, тяжелая пылеватая	108	90	72	54	46	38	32	27	26	25
• легкая крупная	65									
Суглинки:										
• легкий, тяжелый	108	90	72	50	41	34	29	25	24	23
• **легкий пылеватый, тяжелый пылеватый**	108	90	72	54	46	38	32	27	26	25
Глины	108	90	72	50	41	34	29	25	24	23

Примечание. *Классификация песков дана по ГОСТ 25100-95. Однородные выделяются по указаниям СНиП «Автомобильные дороги».*

Нормативные значения сдвиговых характеристик глинистых грунтов в зависимости от расчетного числа приложений расчетной нагрузки

Таблица П.В.6

Расчетная относительная влажность	Сцепление, МПа при суммарном числе приложений нагрузки (ΣN_p)					Угол внутреннего трения, град. при суммарном числе приложений нагрузки (ΣN_p)				
	1	10^3	10^4	10^5	10^6	1	10^3	10^4	10^5	10^6
Суглинки и глины										
0,60	0,030	0,030	0,016	0,014	0,012	24	20	14,5	11	9
0,65	0,024	0,019	0,013	0,011	0,009	21	15	11	8	7
0,70	0,019	0,013	0,009	0,007	0,006	18	11,5	8,5	6,5	5,5
0,75	0,015	0,009	0,006	0,005	0,004	15	10	7,5	5	4
0,80	0,011	0,007	0,005	0,003	0,002	13	8	5	3	2,5
0,90	0,008	0,004	0,004	0,002	0,001	11,5	6,5	3,5	2,2	2
Супеси										
0,6	0,014	0,012	0,008	0,006	0,005	36	24	18	14	12
0,65	0,013	0,010	0,008	0,006	0,004	36	23,5	17	14	12
0,70	0,012	0,009	0,006	0,005	0,004	35	23,5	17	14	12
0,75	0,011	0,008	0,005	0,004	0,003	35	23	17	14	12
0,80	0,010	0,007	0,005	0,004	0,003	34	23	17	14	12
0,85	0,009	0,007	0,004	0,003	0,003	34	22	15	12	10
0,90	0,008	0,004	0,003	0,003	0,003	33	21	12,5	10	8

Примечание. *Значение сдвиговых характеристик при $\Sigma N_p = 1$ используются при расчете по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и грунте земляного полотна.*

Расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления песчаных грунтов и песков конструктивных слоев в зависимости от расчетного числа приложения расчетной нагрузки (ΣN_p)

Таблица П.В.7

№№ п/п	Тип грунта		Сцепление, МПа и угол внутреннего трения, град при суммарном числе приложений нагрузки (ΣN_p)				
			1	10^3	10^4	10^5	10^6
1.	Песок крупный с содержанием пылевато-глинистой фракции:	0 %	35 0,004	33 0,003	32 0,003	31 0,003	29 0,003
		5 %	34 0,005	31 0,004	36 0,004	29 0,003	28 0,003
2	Песок средней крупности с содержанием пылевато-глинистой фракции:	0 %	32 0,004	30 0,004	30 0,003	28 0,003	22 0,002
		5 %	33 0,005	30 0,004	29 0,003	28 0,003	26 0,002
3	Песок мелкий с содержанием пылевато-глинистой фракции:	0 %	11 0,003	28 0,003	22 0,002	26 0,002	25 0,002
		5 %	31 0,005	22 0,004	26 0,004	21 0,004	24 0,003
		8 %	11 0,006	22 0,005	26 0,004	25 0,003	23 0,002

Примечания: *1. Значения характеристик даны для условий полного заполнения пор водой. 2. В числителе - угол внутреннего трения в градусах, в знаменателе - сцепление в МПа. 3. Значение сдвиговых характеристик при ΣN_p = 1 используются при расчете по величине вертикальных напряжений в слабосвязных слоях дорожной одежды и грунте земляного полотна.*

Приложение Г Теплофизические характеристики конструктивных слоев из различных дорожно-строительных материалов

Таблица П.Г.1

N п/п	Материал, грунт	Плотность, ρ, кг/м^3	Коэффициент теплопроводности λ, Вт(мК)
1	**2**	**3**	**4**
1	Асфальтобетон горячий плотный То же, пористый То же, высокопористый, в том числе битумопесчаная смесь (ТУ 218 РСФСР)	2400 2300 2200-1900	1,40 1,25 1,10-1,00
2	Цементобетон	2400	1,74
3	Слабопрочные известняки, укрепленные известью	2000	1,16
4	Суглинок, укрепленный 6-12% цемента	1750-1900	1,45
5	Суглинок, укрепленный 2-5% цемента и 6-2% известью	1800-1900	1,33
6	Супесь, укрепленная 8-10% цемента	1700-1900	1,51
7	Шлак топочный	800	0,46
8	Щебень из гранита	1800	1,86
9	Щебень из известняка	1600	1,39
10	Гравий	1800	1,86
11	Песок крупный талый	2000	1,74
1	**2**	**3**	**4**
	То же, мерзлый	2000	2,32

12	Песок средней крупности талый То же, мерзлый	1950 1950	1,91 2,44
13	Песок мелкий талый То же, мерзлый	1850 1850	1,91 2,32
14	Песок пылеватый талый То же, мерзлый	1750 1750	1,80 2,20
15	Супесь талая То же, мерзлая	2100 2100	1,80 2,03
16	Суглинок и глина талые То же, мерзлые	2000 2000	1,62 1,97
17	Лессы талые То же, мерзлые	1500 1500	1,51 2,09
18	Одномерный гранитный щебень, обработанный вязким битумом	1850	1,28
19	Гравийно-песчаная смесь	2000	2,10
20	Гравийно-песчаная смесь, укрепленная 10% цемента	2000	2,02

Примечания: *Для определения удельного веса материалов дорожной одежды табличные значения плотности следует умножать на $g=10\ м/с^2$. Например $\gamma=g\cdot\rho=10\ м/с^2\cdot 2400\ кг/м^3=24000\ Н/м^3=0{,}024\ МН/м^3$*

НОМОГРАММА ОСТЕРБЕРГА

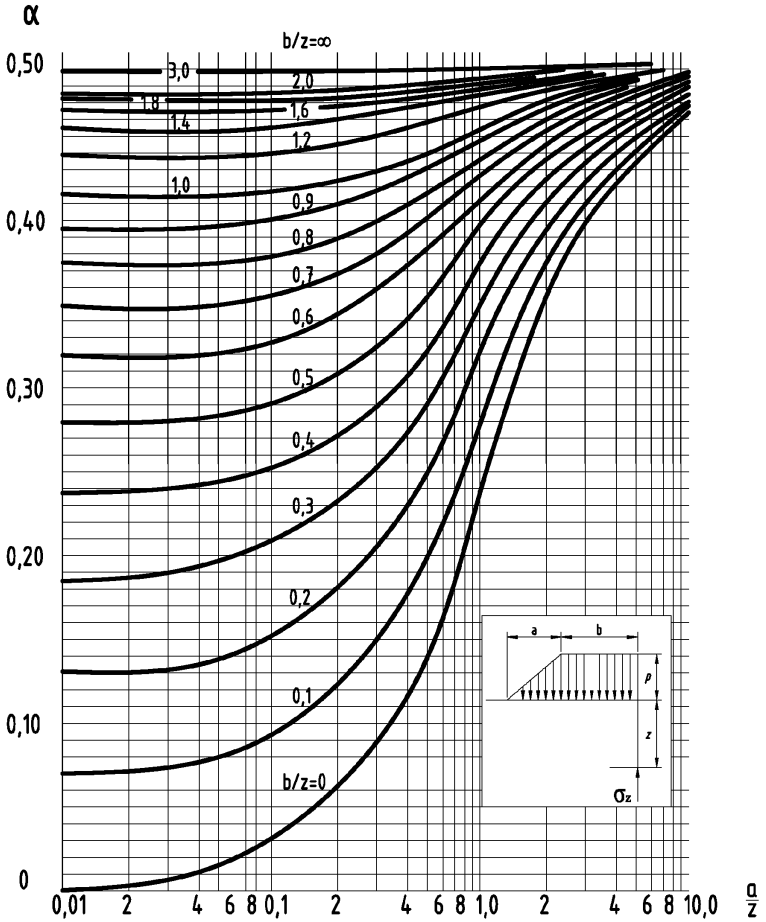


Рис. П.Д.1 Номограмма Остерберга

Пример: Определим напряжение σ_{z1} для точки M_1. При нагрузке, действующей слева

$$\frac{a}{z}=\frac{2}{2}=1 \quad \text{и} \quad \frac{b_1}{z}=\frac{1}{2}=0{,}5$$

По номограмме $\alpha_л$=0,397.

При нагрузке, действующей справа $\frac{a}{z}=\frac{2}{2}=1$ и $\frac{b_1}{z}=\frac{3}{2}=1{,}5$ $\alpha_n = 0{,}478$

Таким образом, $\sigma_{z_1}=(\alpha_л+\alpha_n)\cdot p$

Или, подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{z_1}=(0{,}397+0{,}478)\cdot p = 0{,}875\cdot p$$

Для определения сжимающего напряжения σ_{z_2} в точке M_2 прикладываем фиктивную нагрузку *klmn.* При полной нагрузке (включая фиктивную)

$\frac{a}{z}=1$ и $\frac{b'}{z}=\frac{8}{2}=4$ $\alpha_n = 0{,}499$

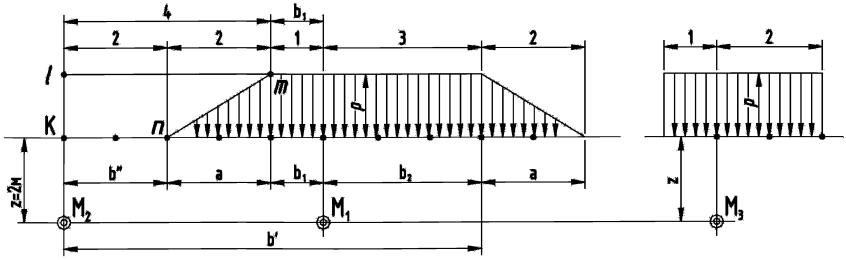


Рис. П.Д.2 Схемы нагрузок, к примеру пользования номограммой Остерберга

При фиктивной нагрузке $\frac{a}{z}=1$ и $\frac{b''}{z}=1$ $\alpha_n'=0{,}455$

Подставляя численные значения и учитывая фиктивность нагрузки *klmn*, получим

$$\sigma_{z_2}=(\alpha_n-\alpha'_n)\cdot p=(0{,}499-0{,}455)\cdot p=0{,}044\cdot p$$

Для случая прямоугольной нагрузки

$$\sigma_{z_3}=(\alpha_л+\alpha_n)\cdot p$$

Определив $\alpha_л$ при a/z=0 и b/z=0,5 и $\alpha_п$ при a/z=0 и b/z=1, получим

$$\sigma_{z_3}=(0{,}278+0{,}410)\cdot p = 0{,}688\cdot p$$

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИИ НАСЫПИ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОГО ОЧЕРТАНИЯ И ФУНКЦИИ β

Графики (рис. П.Е.1 - П.Е.15) позволяют определить величину большего и меньшего главных напряжений, возникающих в заданной точке грунтового массива от нагрузки, приложенной к поверхности и распределенной по закону равнобочной трапеции.

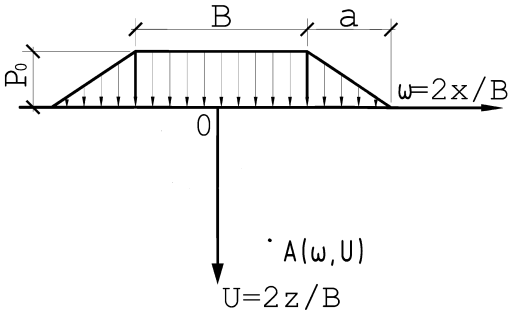


Рис. П.Е.1 Расчетная схема нагрузки

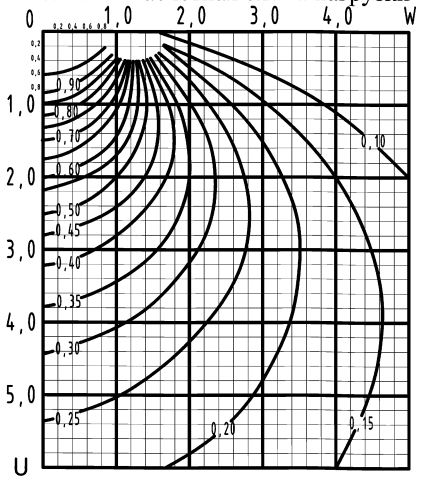


Рис. П.Е.2 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 0{,}2$

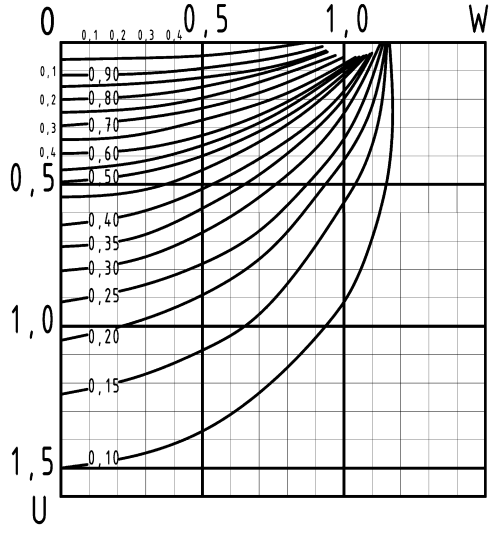


Рис. П.Е.3 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 0{,}2$

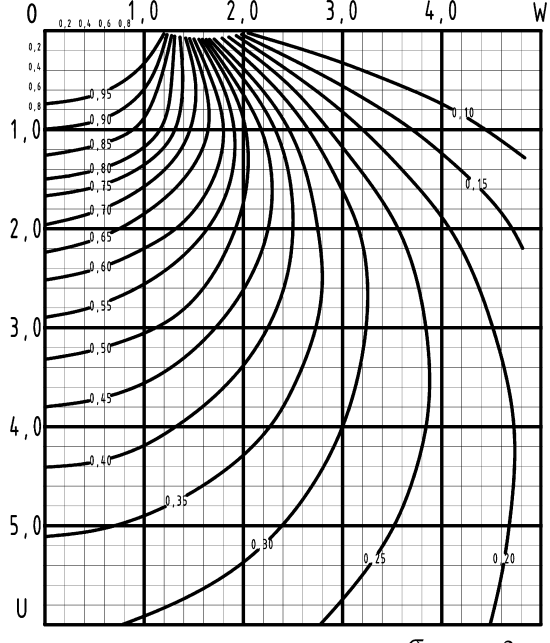


Рис. П.Е.4 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 1$

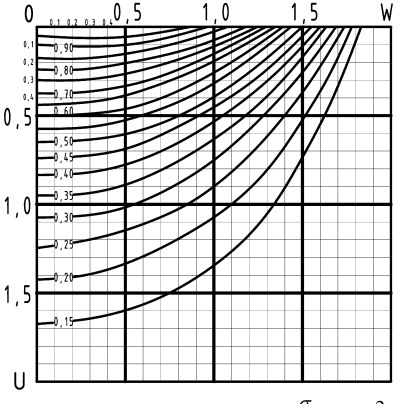


Рис. П.Е.5 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 1$

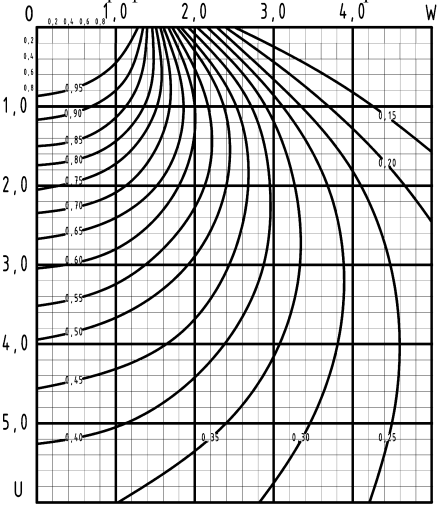


Рис. П.Е.6 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 1{,}6$

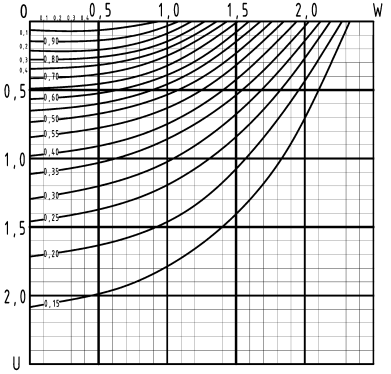


Рис. П.Е.7 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 1{,}6$

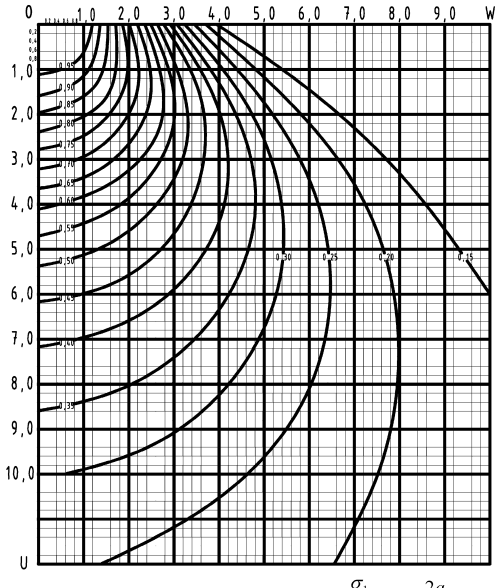


Рис. П.Е.8 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 3$

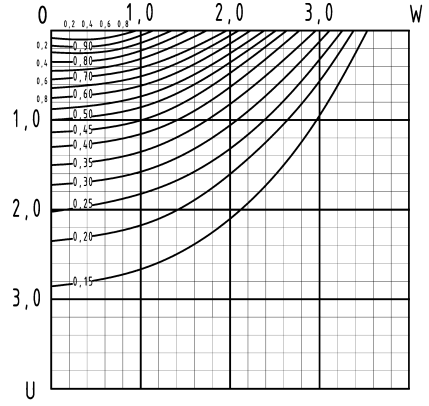


Рис. П.Е.9 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 3$

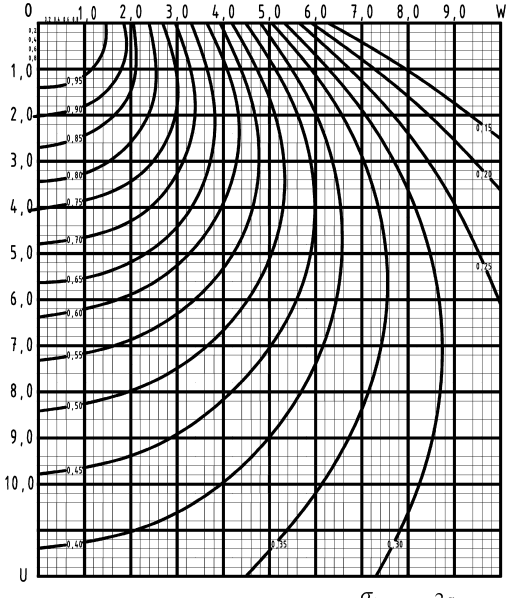


Рис. П.Е.10 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 6$

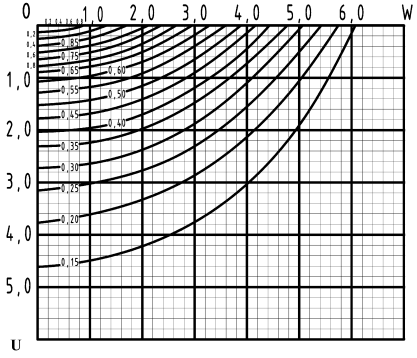


Рис. П.Е.11 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 6$

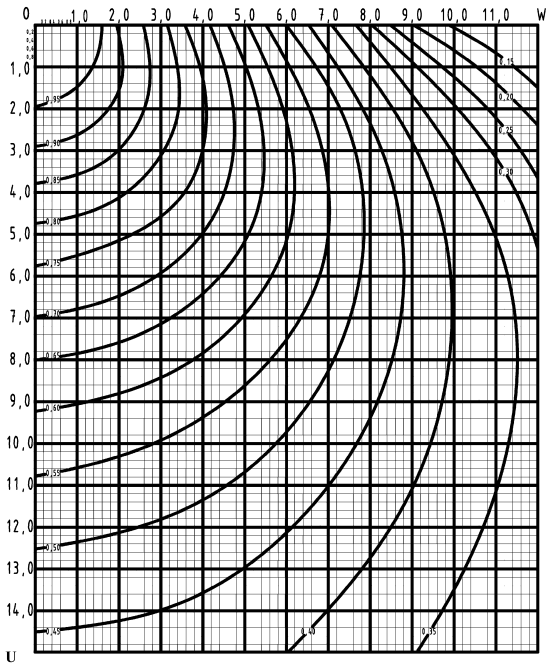


Рис. П.Е.12 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 10$

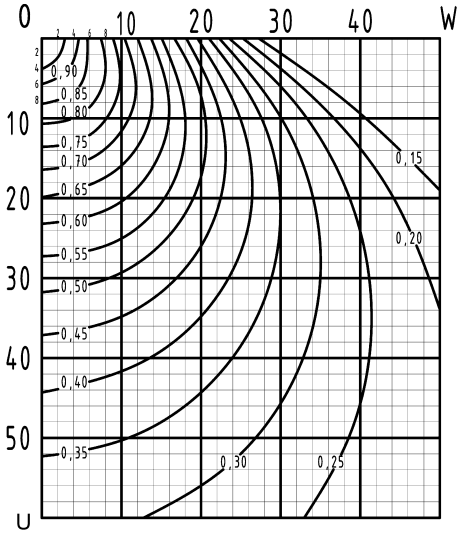


Рис. П.Е.13 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 10$

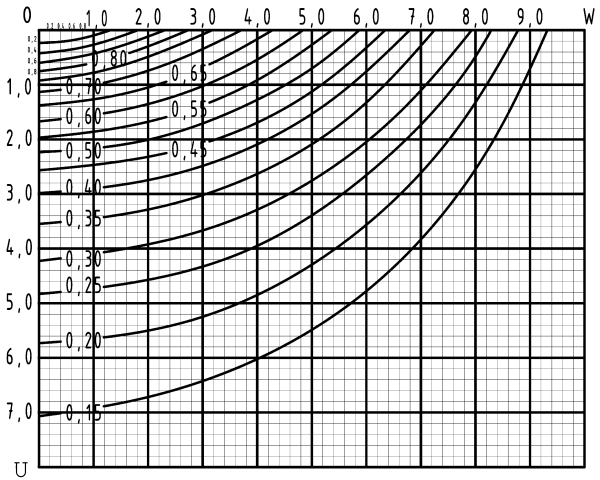


Рис. П.Е.14 Графики значений $\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 30$

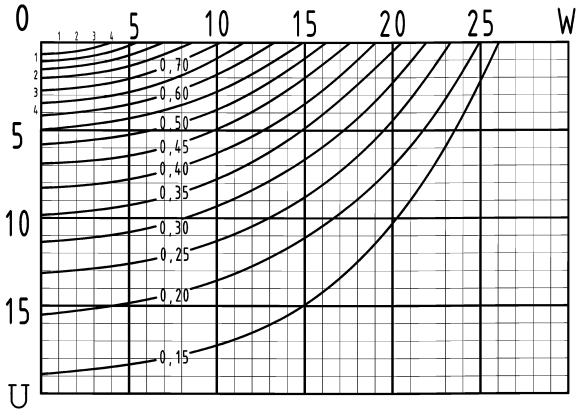
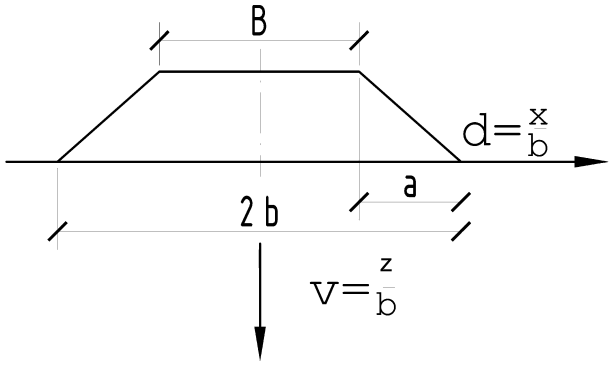


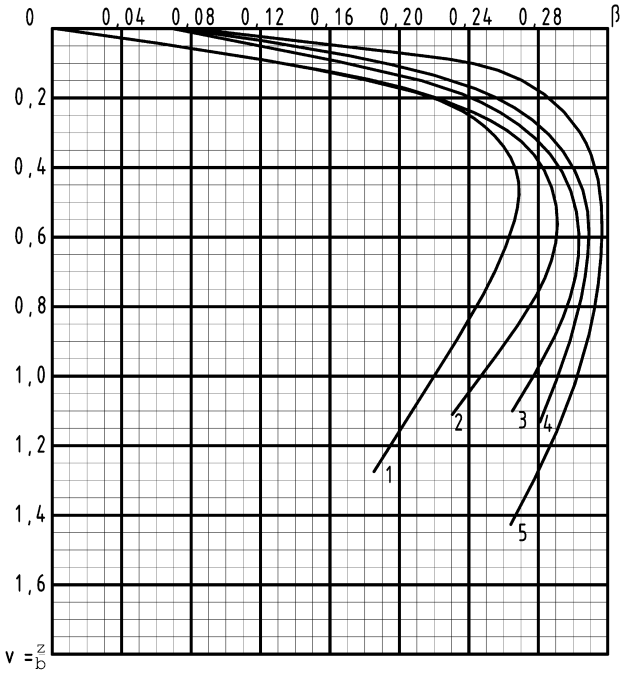
Рис. П.Е.15 Графики значений $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$ при $\frac{2a}{B} = 30$

Для точки с заданными относительными координатами - $U = \frac{2z}{B}$ и $w = \frac{2x}{B}$ (где z и x - соответственно вертикальная и горизонтальная координаты точки в абсолютных единицах) - при заданной характеристике очертания эпюры нагрузки $\frac{2a}{B}$ по графикам устанавливают значения главных напряжений σ_1 и σ_2 в долях от нагрузки на поверхности P_0.

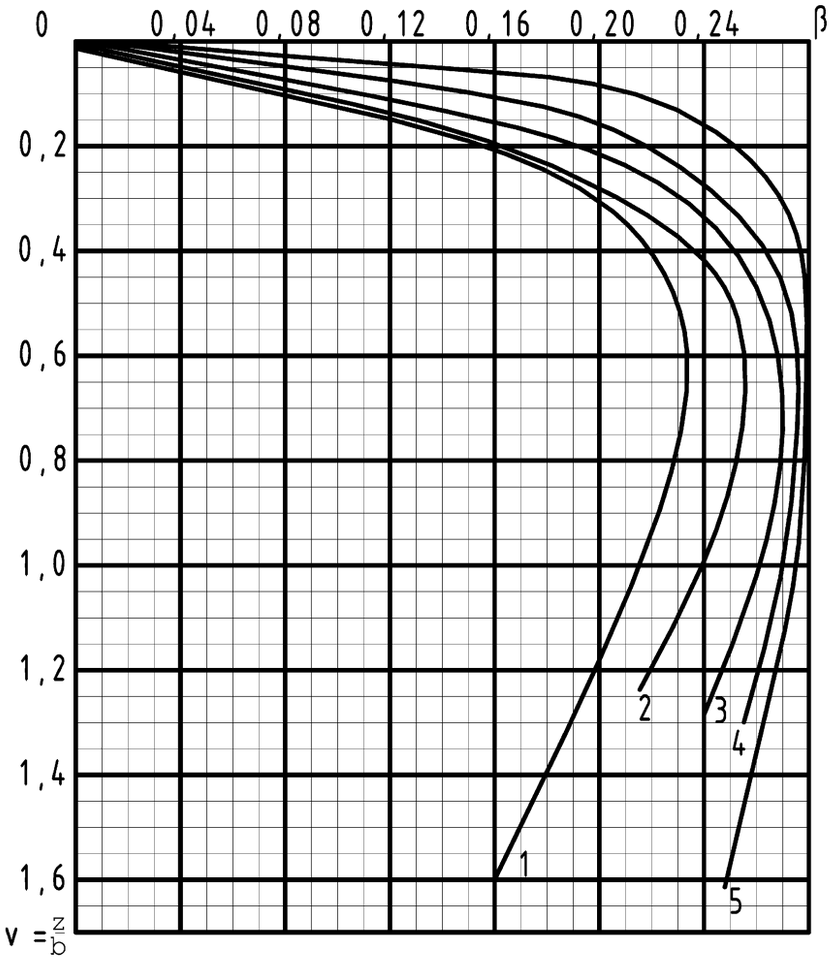
$\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{p_0}$ и $\alpha_2 = \frac{\sigma_2}{p_0}$.

Значения α_1 и α_2 определяют непосредственно по изолиниям или по интерполяции.

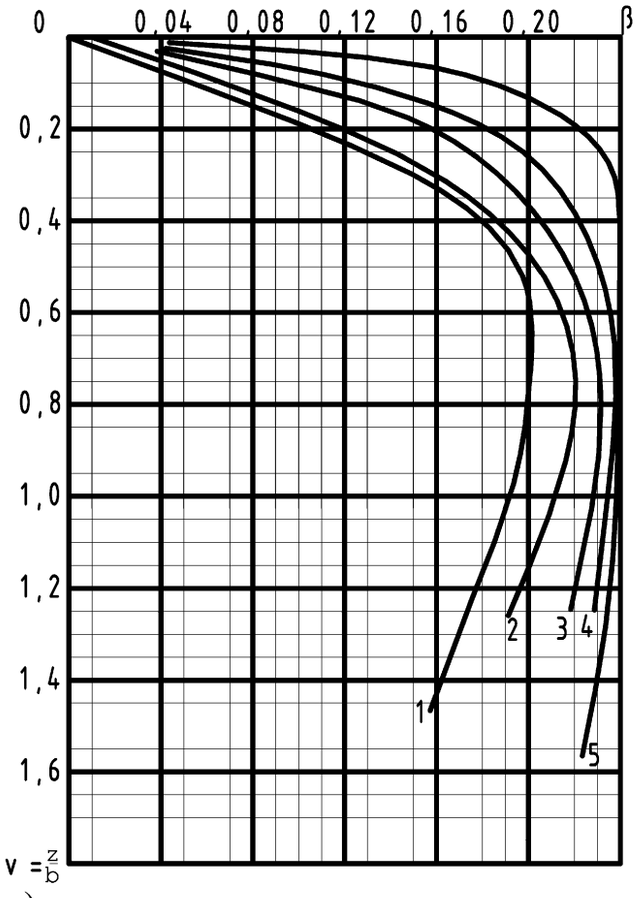

B
d=x/b
a
2b
v=z/b


0
0,04
0,08
0,12
0,16
0,20
0,24
0,28
β
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
1,6
v = z/b
1
2
3
4
5

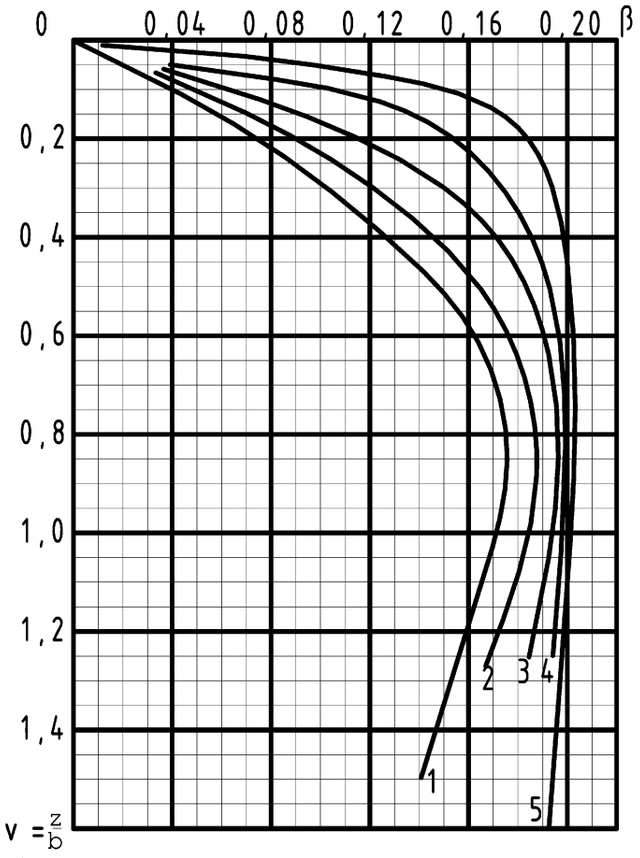
а)


0
0,04
0,08
0,12
0,16
0,20
0,24
β
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
1,6
v = z/b
1
2
3
4
5

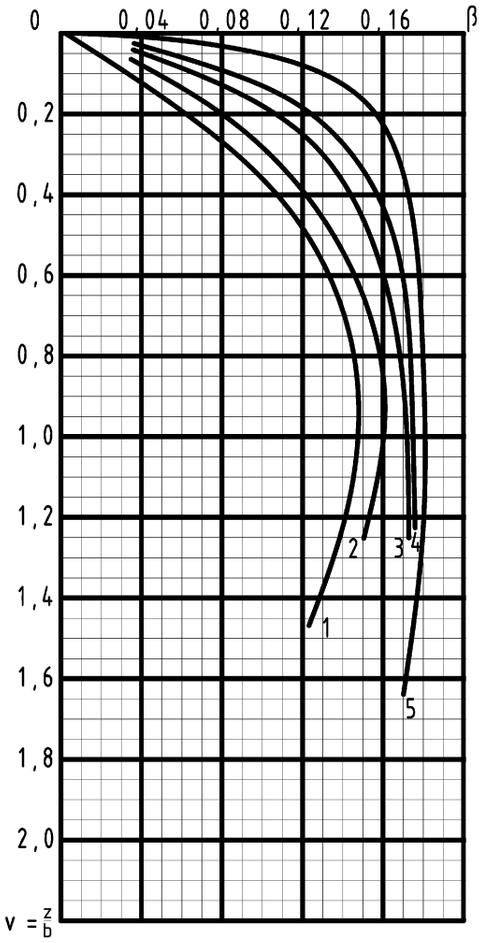
б)


0
0,04
0,08
0,12
0,16
0,20
β
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
1,6
v = z/b
1
2
3
4
5

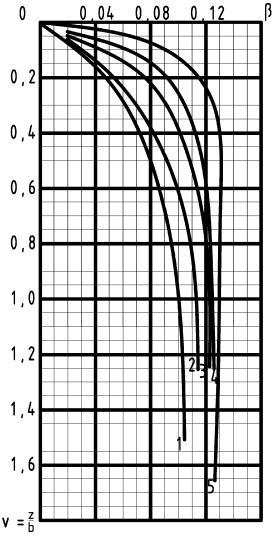
в)


0
0,04
0,08
0,12
0,16
0,20
β
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
v = z/b
1
2
3
4
5

г)


0
0,04
0,08
0,12
0,16
β
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
1,6
1,8
2,0
v = z/b
1
2
3
4
5

д)



е)

Рис. П.Е.16 Графики для определения функции β:

а - при $\varphi = 0°$; б - при $\varphi = 5°$; в - при $\varphi = 10°$;

г - при $\varphi = 15°$; д - при $\varphi = 20°$; е - при $\varphi = 30°$;

1 - при $2a/B = 10$; 2 - при $2a/B = 3,0$; 3 - при $2a/B = 1,0$;

4 - при $2a/B = 0,6$; 5 - при $2a/B = 0,2$.

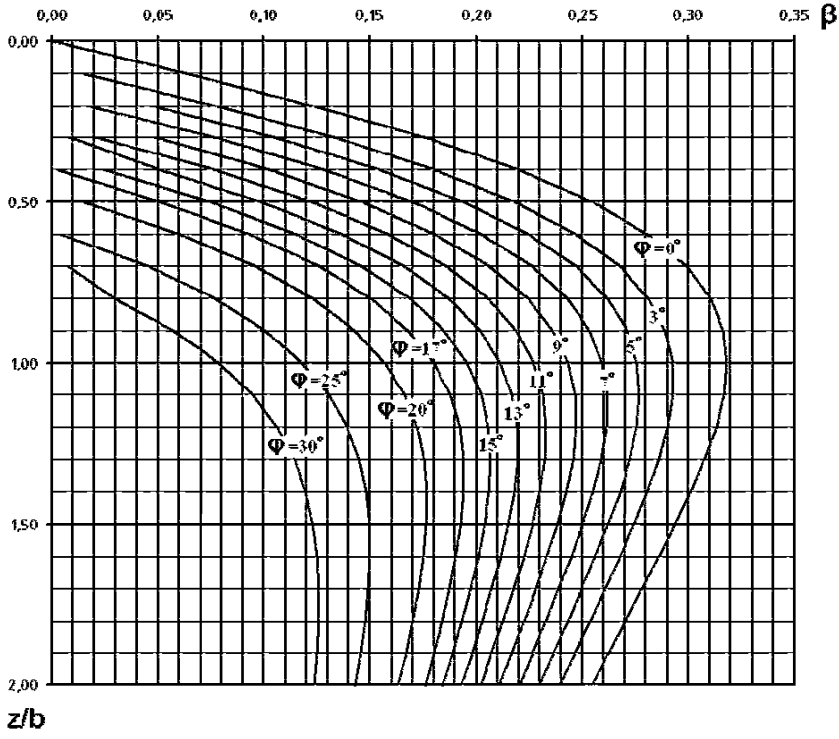


Рис. П.Е.17 Графики для определения функции β при равномерно распределенной нагрузки

Приложение Ж

ПРИМЕРЫ ПОПЕРЕЧНЫХ ПРОФИЛЕЙ ЛЕГКИХ НАСЫПЕЙ

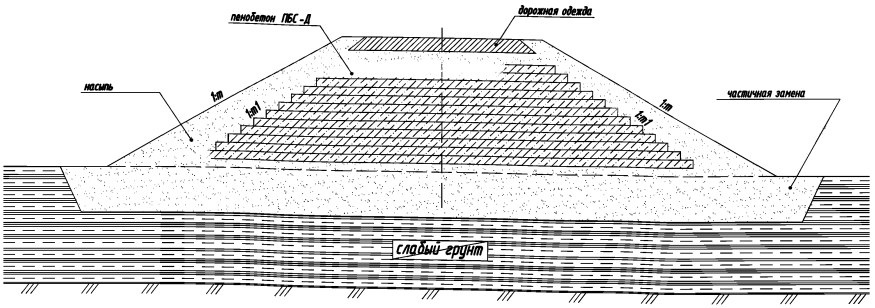


Рис. П.Ж.1 Поперечный профиль при частичной замене слабого грунта

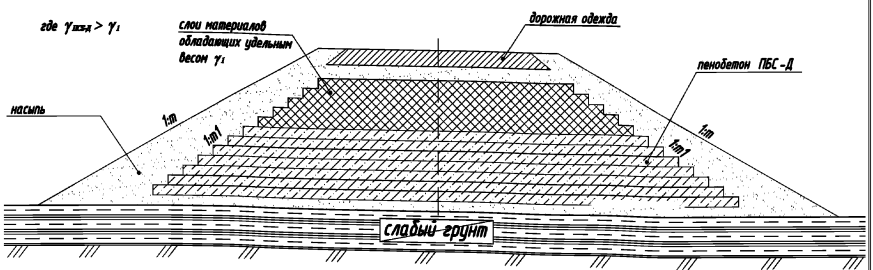


Рис. П.Ж.2 Поперечный профиль при использовании в теле насыпи различных материалов

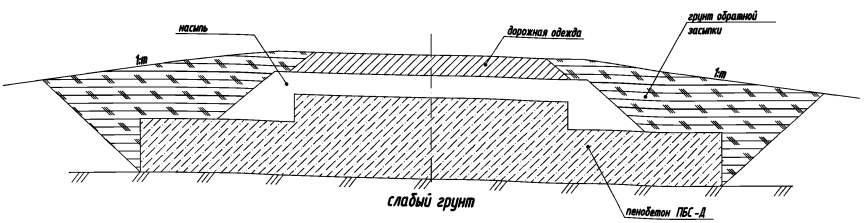


Рис. П.Ж.3 Поперечный профиль при частичной замене слабого грунта

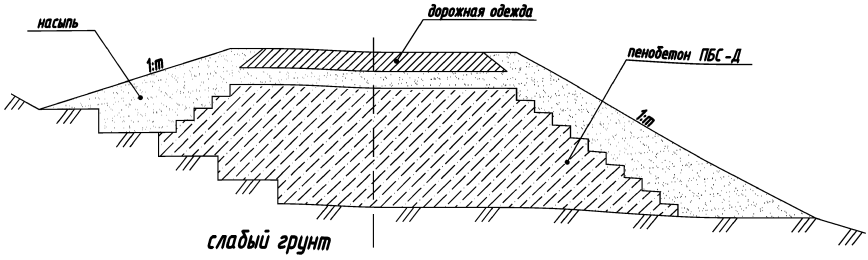


Рис. П.Ж.4 Поперечный профиль при устройстве насыпи на косогоре

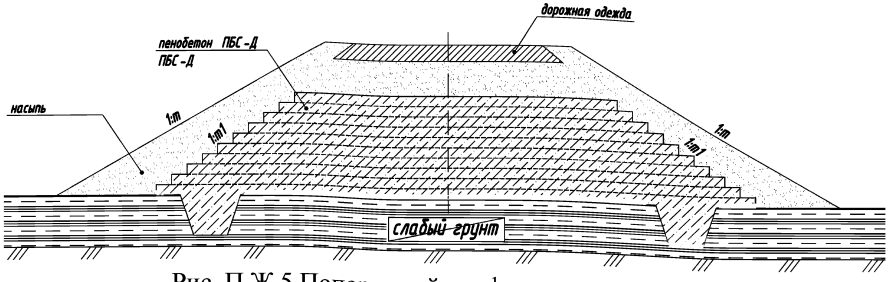


Рис. П.Ж.5 Поперечный профиль со «шпорами»

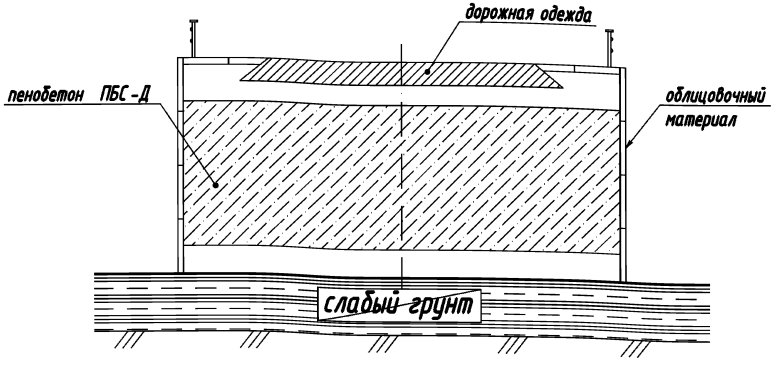


Рис. П.Ж.6 Поперечный профиль в стесненных условиях застройки

gost.e-ecolog.ru