

**УСТАЛОСТНАЯ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ  
ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ:  
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ РЕШЕНИЯ**

Минск  
БНТУ  
2023

УДК 625.855.3/539.43

**А в т о р ы:**

*С. Е. Кравченко, Е. М. Жуковский,  
А. В. Ладышев, Е. П. Ходан, Д. Г. Игошкин*

**Усталостная** долговечность дорожных асфальтобетонов: проблемы и пути решения / С. Е. Кравченко [и др.]. – Минск : БНТУ, 2023. – 186 с.

В монографии рассмотрены вопросы усталостной долговечности дорожного асфальтобетона и пути ее обеспечения. Предложены пути повышения усталостной долговечности на всех этапах жизненного цикла дорожного асфальтобетона.

Монография предназначена для научных работников, специалистов дорожной отрасли, преподавателей, аспирантов, магистрантов и студентов специальности «Автомобильные дороги» высших учреждений образования.

Табл. 10. Ил. 44. Библиогр. 115 назв.

Рекомендовано к изданию научно-техническим советом  
Белорусского национального технического университета  
(протокол № 9 от 23.09.2022 г.)

**Р е ц е н з е н т ы:**

доктор технических наук, профессор,  
профессор кафедры «Строительные материалы  
и технология строительства» БНТУ *В. В. Бабицкий*;  
доктор технических наук, профессор *В. А. Веренько*

ISBN 978-985-583-885-3

© Белорусский национальный  
технический университет, 2023

## СОДЕРЖАНИЕ

ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ.....	6
ВВЕДЕНИЕ .....	7
ГЛАВА 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ОБ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДОРОЖНОГО АСФАЛЬТОБЕТОНА ....	9
1.1. Характер разрушения асфальтобетонных покрытий .....	9
1.2. Усталостное разрушение материалов с позиции различных теорий .....	17
1.3. Механизм усталостного разрушения асфальтобетонов.....	23
1.4. Экспериментальные методы исследований усталостных свойств асфальтобетона .....	30
ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ .....	36
2.1. Общие понятия о существующих теориях предельных состояний и прочности.....	36
2.2. Классические теории прочности .....	41
2.3 Новые теории прочности .....	54
2.4. Результаты анализа и выводы .....	63
ГЛАВА 3. ПОВЫШЕНИЮ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА СТАДИИ ПОДБОРА СОСТАВА .....	65
3.1. Обзор существующих методик проектирования состава асфальтобетонных смесей .....	65
3.2. Правила подбора составов смесей, устойчивых к образованию дефектов на покрытии.....	100

3.3. Рекомендации по повышению усталостной долговечности на стадии подбора состава асфальтобетонной смеси.....	105
3.4. Учет реологических характеристик асфальтобетонов при обеспечении усталостной долговечности и долговременной прочности дорожных конструкций.....	106

## ГЛАВА 4. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА СТАДИИ УСТРОЙСТВА АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ ..... 129

4.1. Роль технологической наследственности в снижении характеристик свойств материалов при их обработке .....	129
4.2. Правила приготовления асфальтобетонных смесей и устройства слоев дорожной одежды.....	137
4.3. Мероприятия по повышению усталостной долговечности асфальтобетона на стадии приготовления смеси .....	138
4.4. Мероприятия по повышению усталостной долговечности асфальтобетона на стадии укладки смеси .....	140
4.5. Повышение усталостной долговечности вновь устроенных асфальтобетонных покрытий под воздействием транспортной нагрузки.....	143
4.6. Исследование напряженно-деформированного состояния конструктивных слоев дорожной одежды на различных полосах движения проезжей части в зависимости от параметров продольного профиля автомобильной дороги.....	151

## ГЛАВА 5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ ..... 157

5.1. Требования к состоянию ремонтируемых асфальтобетонных покрытий для перекрытия слоями асфальтобетона для увеличения усталостной долговечности .....	157
5.2. Применение пропиточной технологии для обеспечения усталостной долговечности асфальтобетонов .....	160
5.3. Повышение срока службы ремонтной карты.....	163
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	173
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ .....	175

## ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

$\sigma$  – нормальное напряжение;

$\tau$  – касательное напряжение;

$\varepsilon$  – линейная деформация;

$E$  – модуль Юнга;

$\nu$  – коэффициент Пуассона.

## ВВЕДЕНИЕ

Асфальтобетон является одним из наиболее распространенных дорожно-строительных материалов для устройства дорожных покрытий. Однако по мере роста интенсивности движения и осевых нагрузок все более ощутимыми становятся недостатки применяемых асфальтобетонов. Автотранспортный комплекс на территории Республики Беларусь активно развивается, разрабатываются новые виды автотранспортных средств, пока сохраняя общий тоннаж автомобиля в пределах от 18 до 38 т по требованиям ГОСТ 9314 с изменением № 1 для стран СНГ до 1993 г., но увеличивая допустимую нагрузку на ось с 10 до 11,5 т. Такое повышение допустимой нагрузки приводит к активному нарастанию необратимых силовых деформаций на покрытии в весенний период, а в летний – при высоких температурах покрытия к активному нарастанию сдвиговых деформаций.

Проблему повышения усталостной прочности асфальтобетонных покрытий автомобильных дорог необходимо решать на всех этапах жизненного цикла автомобильной дороги с учетом условий эксплуатации.

Проектируя оптимальный состав, необходимо учитывать условия работы асфальтобетона в конструктивных слоях дорожной одежды и качество исходных материалов. Структура асфальтобетона должна противостоять действию агрессивных факторов, сопротивляться сдвигающим напряжениям от колес автомобилей и быть устойчивой к температурному и усталостному трещинообразованию. Классические методы проектирования асфальтобетонной смеси основываются на подборе соотношения компонентов, при котором обеспечиваются заданные показатели физико-механических свойств асфальтобетона. Недостатки существующих методов проектирования смеси связаны в большинстве случаев с недоучетом методами испытаний реальных условий работы асфальтобетона в покрытии.

Конструкция дорожной одежды должна быть адекватной фактическим действующим нагрузкам и интенсивности движения.

Особое внимание следует уделять технологической ответственности на этапах приготовления асфальтобетонных смесей и устройства покрытий из них.

Выбор правильных стратегий при содержании автомобильных дорог позволяет так же повысить усталостную прочность дорожного асфальтобетона.

Авторы выражают благодарность рецензентам – за замечания и пожелания, которые ими были сформулированы при рецензировании данной монографии.



## **ГЛАВА 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ОБ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДОРОЖНОГО АСФАЛЬТОБЕТОНА**

Разрушение материалов вследствие их усталости было замечено еще в середине XIX века, что и послужило началом изучения данного явления. В настоящее время наиболее полно процесс усталостного разрушения изучен в металлах и пластмассах. Анализ имеющихся исследований усталостного разрушения указанных материалов показал, что вся сложность состоит в понимании процесса зарождения и развития микротрещин, дальнейший рост которых приводит к разрушению материала.

### **1.1. Характер разрушения асфальтобетонных покрытий**

Стоимость покрытия составляет основную часть стоимости автомобильной дороги. От состояния проезжей части зависят условия движения транспортных потоков – скорость, возможная интенсивность, безопасность, экономичность.

Покрытие должно обладать высокой долговечностью, то есть пропускать за период до капитального ремонта определенное количество грузов, не снижая основных качеств, а также сохранять эти качества в течение определенного периода.

Как в нашей стране, так и за рубежом, основным материалом для строительства дорожных покрытий является асфальтобетон. Асфальтобетонные покрытия обладают целым рядом преимуществ по сравнению с другими видами покрытий: относительно высокой прочностью и деформативностью; хорошим сцеплением колес автомобиля с покрытием; ровностью; высокой шумопоглощающей способностью; возможностью вторичного использования материалов, ремонтпригодностью. Асфальтобетон, как материал, кроме строительства автомобильных дорог, получил широкое применение в строительстве взлетно-посадочных полос аэродромов, тротуаров городских улиц, велосипедных дорожек, гидротехнических сооружений и др.

Долговечность асфальтобетона характеризует его способность обеспечивать требуемые нормативно-техническими документами эксплуатационные характеристики дорожного покрытия в течение

заданного срока службы. Долговечность асфальтобетона находится в зависимости от ряда факторов, но наибольшее влияние на ее оказывают качество самого материала, режим воздействия транспортных нагрузок и природно-климатические условия [1–7].

Первые два фактора, влияющие на долговечность асфальтобетонных покрытий поддаются не только изучению, но и регулированию, третий – является объектом изучения, с целью учета тех или иных особенностей природно-климатической зоны. На работу асфальтобетона в покрытии большую роль оказывает водная среда, под которой подразумевается: атмосферные осадки; водяные пары; грунтовые воды; увлажнение водой за счет других источников. Проникновение воды в асфальтобетон вызывает в нем изменение структурно-механических свойств из-за отслаивания пленки битума от зерен минерального материала, что приводит к целому ряду повреждений различного характера. Срок службы асфальтобетонных покрытий в значительной степени зависят от водно-теплового режима основания и земляного полотна, чем и обусловлены особенности его разрушения в различных дорожно-климатических районах Республики Беларусь. Но, даже в определенном районе, максимальный диапазон изменения температуры асфальтобетона в дорожном покрытии может колебаться от 70 до 100 °С, а среднегодовой от 50 до 80 °С.

Колебания температуры внешней среды вызывает колебания температуры асфальтобетонного покрытия, что приводит к структурным изменениям в асфальтобетоне. Как отмечалось И. А. Рыбьевым [8] при снижении температуры повышается концентрация твердой фазы битума в асфальтобетоне, что способствует увеличению его прочностных характеристик. В то же время, асфальтобетон при повышенных температурах обладает лучшими деформационными свойствами и повышенной трещиностойкостью. Поэтому в условиях Республики Беларусь, где колебание температуры внешней среды в зимний период возможно от минус 30 до +5 °С, а в летний период от +10 до +35 °С, наблюдаются следующие характерные виды разрушений: образование температурных трещин по всей ширине покрытия и локальное растрескивание наиболее слабых участков, а также разрушения покрытий в виде просадок, образование полос, накатов, вмятин и др.

Результаты обследований, эксплуатационных свойств асфальтобетонных покрытий, показывают, что основными видами разрушений являются: трещины усталостного характера, преимущественно в местах колееобразования, от воздействия циклических нагрузок; шелушение материала, из-за недостаточной коррозионной устойчивости; растрескивание природно-климатического характера, из-за частых колебаний температуры в весенне-осенний период года. Причем, на первые два вида разрушений приходится более 50 % всей поврежденной площади покрытий. В результате обследований было также установлено, что усталостное разрушение асфальтобетонных покрытий наиболее характерно выражается в виде поперечных трещин длиной от 20 до 50 см, повторяющихся через каждые от 50 до 80 см в направлении колееобразований (рисунок 1.1.).



Рис. 1.1. Поперечное трещинообразование усталостного характера

Следующим, наиболее частым проявлением усталостного разрушения является группа продольных трещин различной длины, от 20 см до 1,6 м, также в местах колее образований, рисунок 1.2. На участках, где не был проведен своевременный ремонт, наблюда-

ются зоны, подвергшиеся усталостному разрушению в виде сетки трещин «аллигаторного» типа рисунок 1.3.



Рис. 1.2. Продольное трещинообразование усталостного характера



Рис. 1.3. Усталостное разрушение покрытия в виде сетки трещин «аллигаторного» типа

Наблюдение показали, что такие зоны следует считать разрушенными, так как в течение одного года эксплуатации на этих участках образуются выбоины и раковины, что означает полный отказ работы асфальтобетонного покрытия. Усталостное растрескивание природно-климатического характера проявляется в виде распространения поперечных по всей ширине проезжей части, через каждые 15–20 метров, рисунок 1.4. Данный вид разрушений не является особенно опасным, если своевременно производить устранение таких трещин.



Рис. 1.4. Усталостное растрескивание покрытия природно-климатического характера в виде распространения поперечных трещин по всей ширине проезжей части

Как отмечалось ранее, характерной особенностью работы асфальтобетонного покрытия в современных условиях являются: увеличение грузоподъемности автомобилей, рост удельного веса тяжелых грузовых автомобилей в общем транспортном потоке, а также рост интенсивности движения, приводящей к увеличению числа повторных нагружений за равные промежутки. Результатом этого является преждевременное разрушение и сокращение реального срока службы. Действительно, объем усталостных разрушений составляет: 10 % при 80 % автомобилей в потоке с нагрузкой на ось

меньше 10 т; 20 % при 12 % автомобилей в потоке с нагрузкой на ось от 10 до 13 т; 75 % при 80 % автомобилей в потоке с нагрузкой на ось от 10 до 13 т. Увеличение нагрузки на ось и повышение интенсивности движения вызывает необходимость применения материалов дорожного покрытия с оптимальными составами, обеспечивающих требуемую долговечность. Одним из основных методов оценки свойств асфальтобетона в процессе его эксплуатации, является метод натуральных испытаний прочности и деформативности дорожных одежд.

Как свидетельствуют полученные результаты, интенсивный рост развития повреждений (в большинстве случаев в виде трещин) в асфальтобетонных покрытиях городских улиц наступает после 4–5 лет, а автомобильных дорог республиканского и магистрального значения после 6–7 лет их эксплуатации. К сожалению, это не значит, что долговечность асфальтобетона соответствует такому периоду. Появление трещин на поверхности покрытия характеризует полное разрушение материала. Образование трещин происходит на раннем этапе эксплуатации автомобильных дорог на глубине 4–5 см, т. е. в растянутой зоне покрытия. Объясняется это распределением деформаций в дорожном асфальтобетонном покрытии под колесом движущегося транспорта. Возникающие при этом напряжения на поверхности покрытия являются сжимающими, а на глубине 5–8 см и максимальными по своей величине. Таким образом, образование трещин происходит в растянутой зоне асфальтобетонного покрытия, которое остается невидимым при визуальных осмотрах, как и большая часть, их развития.

По результатам обследования дорог были сгруппированы и систематизированы различные виды дефектов. Были отобраны с предполагаемым, либо явно выраженным усталостным характером следующие виды дефектов:

- усталостное растрескивание от транспортных нагрузок;
- температурные трещины;
- растрескивание технологического характера;
- растрескивание вследствие просадки земляного полотна;
- растрескивание вследствие износа покрытия и уменьшения его толщины;
- рефлекторное растрескивание.

Анализируемые типы усталостного разрушения отличаются по характеру распространения трещин, природе их образования и виду циклической нагрузки, вызвавшей их появление.

Так было установлено, что до 15 % является следствием низкой морозостойкости асфальтобетона. Как правило, такие трещины распространяются по всей ширине проезжей части покрытия и появляются в период понижения температуры, либо в период резких переходов через 0 °С. Одной из главных причин растрескивания асфальтобетона, согласно [1], является возникновение напряжений на успевших отрелаксировать в период, когда деформации достигают своего максимального значения. Разрушение вследствие колебаний и циклических переходов температуры от положительных к отрицательным значениям, объясняется также различным коэффициентом линейного расширения битума и минеральных материалов. Температурные трещины по своей природе являются усталостными, так как возникают в результате циклических колебаний напряжений с относительно длительным периодом действия (до 1 цикла в сутки). Температурные трещины могут возникать также в осенне-весенний период или летом, о чем свидетельствуют результаты измерения температуры асфальтобетона в дорожном покрытии.

Растрескивание асфальтобетона вследствие действия циклических нагрузок от движущегося транспорта составляет 45 % и является доминирующим типом разрушений. Действие этих нагрузок следует рассматривать как усталостное, период их действия составляет от 10 до 25 Гц. Разрушение асфальтобетона происходит из-за накопления необратимых деформаций вследствие недостаточной прочности связей между минеральными зёрнами и из-за напряженного состояния материала, данный срок службы которого является предельным.

На образование и развитие трещин особое влияние оказывает технологический процесс укладки асфальтобетона. Так, 15% трещин являются результатом несоблюдения температурного режима и недоуплотнения асфальтобетона.

Усталостное растрескивание на таких участках покрытий протекает ускоренно, из-за повышенной пористости материала, которая отрицательно влияет на его прочность и долговечность.

Около 5 % трещин являются причиной недостаточной прочности земляного полотна, что приводит к работе асфальтобетона в

режиме повышенных деформаций (величина упругого прогиба превышает 0,8 мм).

Неоднородность толщины покрытия, а также неравномерный износ его в период эксплуатации, уменьшает толщину слоя асфальтобетона, что приводит к интенсивному трещинообразованию, количество дефектов такого типа разрушений составляет 10 %.

Наличие трещин в нижних слоях асфальтобетона является причиной появления рефлекторных трещин в дорожных покрытиях, которые составляют около 5 % от общей площади разрушений. В устье трещин нижних слоев происходит концентрация напряжений, и такие трещины способны развиваться через границы слоев асфальтобетонного покрытия.

Таким образом, растрескивание покрытий по первому и второму типу разрушений происходит по следующим причинам: неправильно запроектирована асфальтобетонная смесь; нарушение технологического процесса производства асфальтобетонной смеси, либо период эксплуатации для данного материала является предельным. Разрушения 3–6 типов являются причиной нарушения технологического процесса строительства асфальтобетонных покрытий, и в дальнейшем рассматриваться не будут.

Анализ исследований эксплуатационных свойств покрытий автомобильных дорог Республики Беларусь показал необходимость глубокого изучения кинетики и причин усталостного разрушения асфальтобетона. Наиболее настораживающим, вызывающим тревогу дорожников, является тот факт, что наряду с участками покрытий, превышающими нормативный срок службы, имеют место участки с преждевременно разрушенным асфальтобетонным покрытием. Причем, результаты, лабораторных исследований вырубок, взятых из таких участков покрытий, свидетельствуют о том, что физико-механические показатели асфальтобетона в большинстве случаев соответствуют всем требованиям действующих нормативов, в частности СТБ 1033 [9]. Отказ отдельных участков покрытий отрицательно сказывается на эксплуатационных качествах автомобильной дороги в целом и ухудшает условия работы транспорта. Выявление причин преждевременного разрушения асфальтобетона на отдельных участках является решающим фактором на пути увеличения сроков службы дорожных покрытий и тем самым снижения их себестоимости.



## 1.2. Усталостное разрушение материалов с позиции различных теорий

К одной из ранних теорий усталости следует отнести теорию упрочнения. В соответствии с ней различается три стадии развития процесса усталости:

- 1) развитие скольжения кристаллов, приводящее к упрочнению и утрате пластических свойств материала;
- 2) зарождение усталостной трещины;
- 3) развитие усталостной трещины под действием концентраторов напряжений.

Однако полученные впоследствии экспериментальные данные показали, что теория упрочнения не отражает особенности разрушения от действия циклической нагрузки. Это обстоятельство привело к созданию усталостной теории упрочнения и разупрочнения. В дальнейших исследованиях стадия разупрочнения стала называться стадией «разрыхления», на которой происходят процессы разрушения межатомных связей, что и является причиной развития микротрещин в материале

Значительный шаг в развитии теории усталости материала дали дислокационные теории, которые позволяют объяснить процесс разрыхления материала, обусловленный появлением дефектов в их кристаллической решетке, и, тем самым, дать представления о механизме пластической деформации

Кристаллическая решетка представляет собой многократно повторяющиеся кристаллические ячейки. Для кристаллических материалов (металлов, минералов и пр.) характерно наличие большого количества дефектов строения, которые нарушают периодичность строения атомов в кристаллической решетке тела [10]. Эти дефекты оказывают значительное влияние на механические свойства материала. Различают три типа дефектов кристаллического строения:

- точечные;
- линейные;
- поверхностные.

Точечные дефекты характеризуются малыми размерами, не превышающими нескольких атомных диаметров, по всем трем направлениям. К точечным дефектам относятся:

- вакансии – свободные места в узлах кристаллической решетки;

– дислоцированные атомы – атомы этого же материала, сместившиеся из узлов кристаллической решетки в промежутки между узлами;

– примесные атомы – атомы других элементов, расположенные в узлах решетки или между ее узлами.

Вакансии и дислоцированные атомы могут появляться вследствие тепловых движений атомов. При повышении температуры их концентрация в твердом теле повышается. Точечные объекты не закреплены в объеме тела. Они непрерывно перемещаются в кристаллической решетке в результате диффузии.

Точечные дефекты искривляют кристаллическую решетку и тем самым увеличивают сопротивление смещению атомов. Это способствует упрочнению кристалла.

Линейные дефекты имеют малые в двух ортогональных направлениях по сравнению с третьим направлением. Наиболее значимыми линейными дефектами в теории усталостного разрушения являются дислокации.

Теория дислокаций была предложена В. Вольтерро (Vito Volterra) в 1905 г. [11]. Термин «дислокации» предложен в 1934 году и Д. И. Тейлором (Geoffrey Ingram Taylor) [12]. В середине тридцатых годов прошлого столетия физики Э. Орован (Egon Orowan) [13], М. Полани (Mihály Polanyi) [14] и Д. И. Тейлор использовали теорию дислокаций для описания процесса пластической деформации кристалла. Это позволило объяснить природу пластичности и прочности металлов.

Дислокации делятся на два вида: краевые и винтовые. Краевая дислокация образуется лишней атомной полуплоскостью. Винтовые дислокации образуются путем частичного сдвига параллельных плоскостей кристаллической решетки.

Наличие дислокаций приводит к искажению кристаллической решетки кристалла, а значит и к изменению потенциальной энергии, что характеризуется с помощью вектора Бюргерса (Burgers vector) [15]. Дислокации образуются при кристаллизации материала, а также при пластических деформациях и фазовых превращениях.

Использование теории дислокаций дает возможность объяснить большое отличие между теоретической и реальной прочностью кристаллических тел. Основываясь на законах механики понятно, что теоретическая прочность должна быть равна произведению сил

межатомной связи на количество атомов в единице площади сечения кристалла. Однако, усилие, полученное таким образом, оказывается на 2–3 порядка выше фактически затрачиваемого на пластическую деформацию металла. Например, теоретическая прочность железа составляет примерно 13000 МПа, а фактическая – 250 МПа.

Такое отличие теоретической и фактической прочности объясняется тем, что при нагружении тела деформации происходят не за счет одновременного смещения всех атомов кристаллической решетки, а за счет постепенного перемещения дислокаций. Следовательно, чем подвижнее дислокации, тем меньшие усилия потребуются для развития пластических деформаций.

Увеличение напряжений приводит к повышению плотности дислокаций в кристаллической решетке. До некоторого предела это способствует развитию пластических деформаций. Однако, при очень большой плотности дислокаций они упираются друг в друга образуя каркас. Это затрудняет их движение и пластические деформации уменьшаются, то есть материал упрочняется.

Поверхностные дефекты имеют один малый и два больших размера по ортогональным направлениям. Обычно это места стыков зерен, фрагментов зерен и т. д. За счет беспорядочной кристаллизации соседние зерна имеют неодинаковую пространственную ориентацию решеток. Поэтому граница между зернами представляет собой узкую переходную зону шириной 5–10 атомных расстояний с нарушенным порядком расположения атомов. В граничной зоне кристаллическая решетка одного зерна переходит в решетку другого зерна.

Понятие дислокация определяет область в атомной решетке тела, в пределах которой в одном из слоев атомов происходит сгущение или разряжение атомов по сравнению с соседним рядом атомов. Дислокации возникают при кристаллизации и развиваются в процессе пластической деформации. Теории дислокаций позволили объяснить и прерывистый характер пластической деформации и последовательный характер развития сдвигов в результате перемещения дислокаций. При воздействии циклической нагрузки происходит возвратно-поступательное движение дислокаций и их взаимодействие между собой и иными дефектами кристаллической решетки. Возникающие при этом нарушения атомных связей,

локальное повышение температуры и напряжений, неоднородное скольжение и другие явления способствуют зарождению трещин.

Дислокационные теории в наибольшей степени применимы к металлам, как имеющим правильную кристаллическую решетку. Обоснованность подобных представлений к другим материалам требует учета в первую очередь особенностей строения их структуры. Однако эти теории дают общие физические представления сущности пластической деформации, зарождения микротрещин и последующего развития разрушений, что необходимо учитывать при рассмотрении процесса деформирования и разрушения материалов.

В целом ряде исследований оценка прочности материалов основывалась на основе анализа явлений развития трещин.

Так А. Гриффитс (Alan Arnold Griffith) в своей теории [16] предположил существование трещины в виде бесконечно узкой щели некоторой длины. Анализируя изменения потенциальной энергии деформации от развития трещин он нашел выражение для критической длины трещины и усилия при котором происходит необратимое развитие трещин и разрыв материала. Однако теория Гриффитса не может объяснить образование трещин меньше критической длины, а также предполагает наличие трещин даже в нерастянутом материале. Тем не менее, она в основном правильно характеризует влияние дефектов в виде зародышевых трещин на прочность материала.

Механизм появления и развития усталостной трещины и последующего разрушения материала при циклическом нагружении имеет значительные отличия от механизма разрушения при статическом нагружении. Так, при усталостном разрушении:

- 1) напряжения, вызвавшие появления микротрещины по абсолютной величине, могут составлять лишь небольшую часть от напряжений текучести;

- 2) в усталостном разрушении при образовании излома различаются, по крайней мере, две зоны: мелкозернистая, характеризующаяся наличием макро- и микрополос видимых в электронном микроскопе и крупнозернистая (волокнистая) зона аналогичная зоне при статическом разрушении;

- 3) усталостное разрушение характеризуется высокой чувствительностью к структуре материала.

Механизм зарождения трещины в материале можно представить следующим: при действии циклических напряжений в материале происходит локальная пластическая деформация, приводящая к возникновению сдвига в отдельных зернах и к необратимым изменениям в атомной решетке, вследствие предельного смещения атомов от их устойчивого положения. Этот процесс называется разрыхлением.

При дальнейших циклических деформациях в зонах концентрированного сдвига появляются микронесплошности, которые, объединяясь между собой, образуют микротрещину. Дальнейшее развитие процесса усталостного повреждения приводит к появлению новых микротрещин, как правило, локализующихся у поверхности, где легче искажается атомная решетка и образуются сдвиги.

Начальная стадия развития трещины происходит под углом, близким к  $45^\circ$  к направлению нагрузки – по площадке действия максимальных касательных напряжений. Зарождение микротрещины, ее рост и появление видимой усталостной трещины – это единый процесс, протекание которого обусловлено циклическими микропластическими деформациями материала.

Когда микротрещина охватила определенную зону последнего, в ее вершине создается концентрация напряжений и дальнейшее ее развитие может протекать по различно-ориентированным направлениям к действующим усилиям. Можно выделить три типа усталостных трещин в зависимости от направления их развития (рисунок 1.5).

При первом типе усталостных трещин, точки поверхности трещины смещаются в направлении, перпендикулярном поверхности трещины. В случае второго типа, точки поверхности трещины смещаются поперек передней кромки трещины. Для третьего типа трещин характерно смещение точек поверхности вдоль передней кромки трещины [17].

Продолжительность роста усталостной трещины от момента зарождения и до момента развития до размеров макротрещины определяет период усталостной прочности элемента, который в зависимости от условий эксплуатации элемента, его конструктивных особенностей, параметров нагрузжений может изменяться в широких пределах и составлять от 10 до 90 % его общей долговечности, оцениваемой, например, по числу циклов нагрузжений.

Понятия и принципы, заложенные в теорию усталостного разрушения металлов, пластмасс, могут быть применены и для дорожно-строительных материалов. Однако следует учитывать, что последние существенно отличаются от таких мелкозернистых материалов как стали или ее сплавов, пластмасс наличием в них включений различной величины, формы и ориентации [18].

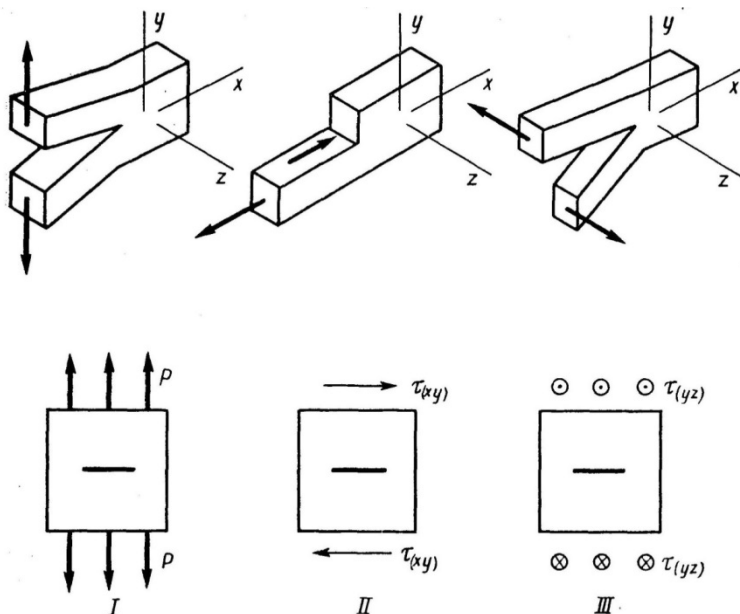


Рис. 1.5. Типы усталостных трещин:

- 1 тип – трещина отрыва или нормального разрыва смещений;  
 2 тип – трещина поперечного сдвига; 3 тип – трещина продольного сдвига

Так асфальтобетон представляет собой зернистую полидисперсную среду, проявляющую явно выраженную неоднородность по всему объему материала. Вследствие этого, в структуре асфальтобетона, поле напряжений и деформаций неоднородное: максимальные значения напряжений и деформаций, локализуясь в местах концентрации в местах наиболее тесного контакта минеральных зерен, могут значительно превосходить средние значения напряжений, определяемые традиционными методами расчета и опирающиеся на условно допускаемые представления об асфальтобетоне, как об од-

народной среде. Начало изучения явлений усталости в асфальтобетоне можно отнести к сороковым годам прошлого столетия, а первые результаты лабораторных исследований появились лишь в пятидесятые годы. Изучению поведения асфальтобетона, подвергающегося воздействию многократно повторяющихся нагрузок, посвящены работы целого ряда ученых: И. А. Рыбьева, А. В. Руденского, Т. Н. Калашниковой, А. О. Салля, В. И. Гончаренко, И. В. Королева, А. М. Богуславского, Н. Н. Иванова, М. С. Коганзон, С. В. Коновалов, Л. Б. Гезенцева, В. А. Золотарева, Г. С. Бахраха, Я. Н. Ковалева, В. А. Веренько, Б. С. Радовского и др.[1, 19–26].

В настоящее время накоплен немалый объем информации, характеризующей усталостные свойства асфальтобетона, существует также целый ряд различных методик исследований с использованием специальных стендов, испытательных машин и другой аппаратуры.

### **1.3. Механизм усталостного разрушения асфальтобетонов**

В общем случае различают три типа объемного разрушения деформируемого твердого тела: хрупкое, вязкое, усталостное.

Хрупкое разрушение (рисунок 1.6), как правило, сопровождается весьма малыми пластическими деформациями (относительное удлинение после разрыва менее 5 %), возникает внезапно и развивается практически мгновенно: обычно путем отрыва так, что плоскость излома перпендикулярна направлению растягивающих напряжений.



Рис. 1.6. Хрупкое разрушение

Вязкому же разрушению (рисунок 1.7), как правило, предшествует большая пластическая деформация (относительное удлинение после разрыва более 5 %) и разрушение материала, проявляющего макроскопическую анизотропию, начинается в результате сдвига по осредненным площадкам действия максимальных касательных напряжений.

Под усталостным разрушением следует понимать процесс постепенного накопления необратимых механических изменений в материале, проявляющийся в изменении его структуры и свойств при приложении циклических нагрузок.



Рис. 1.7. Вязкое разрушение

Механизм разрушения заключается в постепенном развитии трещины от однородных либо неоднородных циклических напряжений и может рассматриваться либо подобно явлению разрушения в результате повторных упруго-пластических деформаций, либо в результате накопления повреждений усталостного характера.

При этом разрушения в виде повторных упруго-пластических деформаций проявляются лишь при макроскопических напряжениях превышающих предел упругости и развиваются в объемах, сопоставимых с объемом самого тела при числе циклов нагружения в пределах от 10 до 10000.

Напротив, усталостные повреждения, на первой стадии процесса разрушения носят микроскопический и субмикроскопический характер, локализуются по площадкам сдвига имеющим дефекты обусловленные недостаточной адгезионной и когезионной связями и



развивающимися в микрообъемах при числе циклов нагружения превышающих 10000.

Однако четкой границы между двумя типами разрушений установить довольно сложно. Во многих реальных инженерных конструкциях, в том числе и дорожных, разрушение наблюдается после относительно небольшого числа циклов нагружения от так называемой малоцикловой усталости при значительной (около 1 %) пластической деформации в макрообъемах рассматриваемого элемента конструкции.

Расчеты на малоцикловую усталость базируются на экспериментальных данных изучения закономерностей сопротивлению деформированию и разрушению при циклическом упруго-пластическом деформировании, а также исследованиях кинетики неоднородного напряженно-деформированного состояния и накопления повреждений в зонах концентрации напряжений местах вероятного разрушения [27].

Сопротивление материалов циклическому упруго-пластическому деформированию, как правило, изучается используя два основных вида нагружения. При первом, постоянной сохраняется амплитуда напряжений, при втором – амплитуда деформации. Эти виды соответственно определяют мягкий и жесткий режимы нагружений.

При мягком нагружении циклически разупрочняющихся или стабильных материалов накапливаются пластические деформации, которые могут привести к двум типам разрушения квазистатическому и усталостному.

Квазистатическое разрушение связано с возрастанием остаточных деформаций до уровня, соответствующего разрушению при однократном статическом нагружении. Разрушение усталостного характера связано с накоплением повреждений, образованием прогрессирующих трещин при существенно меньшей пластической деформации. Возможны и промежуточные формы разрушения, когда образуются трещины усталости на фоне заметных пластических деформаций [18].

В случае циклического нагружения, наиболее полную информацию о сопротивлении усталости элементов конструкции дает кривая усталости, которую получают обычно экспериментально: в результате длительных испытаний большого количества (или серии) номинально идентичных образцов.

Полной кривой усталости (рисунок 1.8) называют зависимость между амплитудой (или максимальным значением) напряжения  $\sigma$  и циклической долговечностью (число циклов до разрушения)  $N_\sigma$ , во всем диапазоне их возможного изменения:  $\sigma \ll \sigma_b$  и  $1 < N_\sigma < 10$  циклов. Если  $\sigma = \sigma_n$ , то  $N_\sigma = 1$ , т. е. граничным случаем усталостного разрушения – может служить разрушение статическое [28].

Критерием предельного состояния при оценке долговечности служит либо объемное разрушение испытуемого образца (разделение его на две части), либо момент достижения усталостной трещиной некоторой (наперед заданной) длины, например, 0,5 или 1,0 мм (поверхностное повреждение).

Если кривую усталости построить в двойных логарифмических координатах  $\lg\sigma - \lg N_\sigma$ , то обнаруживаются четыре (I, II, III, IV) характерных участка, представляемые обычно отрезками прямой линии с различным углом наклона  $\alpha$  к оси абсцисс (рисунок 1.8).

Для области I квазистатической усталости характерно относительно большое изменение долговечности при малом изменении напряжения. Разрушение здесь обусловлено, в случае испытания мягкой стали, развитием больших пластических деформаций: зависимость  $\sigma - \varepsilon$  в одном цикле нагружения представляет собой открытую петлю пластического гистерезиса. Долговечность образцов обычно составляет от нескольких десятков до нескольких сотен (иногда до тысячи) циклов.

Для области II малоциклового усталости характерно, наоборот, относительно небольшое изменение долговечности при значительном снижении напряжения. Разрушение в этом случае обусловлено процессом упругопластического деформирования: зависимость  $\sigma - \varepsilon$  в одном цикле нагружения представляет собой незамкнутую петлю упругопластического гистерезиса. Малоцикловая усталость наблюдается в диапазоне долговечности примерно от  $10^3$  до  $10^4$  циклов.

Для кривой III многоциклового усталости угол наклона  $\alpha_k$  меньше, чем угол наклона  $\alpha_L$  кривой малоциклового усталости, но обычно больше, чем угол наклона  $\alpha_b$  кривой квазистатической усталости. Разрушение здесь обусловлено накоплением неупругих деформаций: зависимость  $\sigma - \varepsilon$  представляет собой замкнутую петлю механического гистерезиса [29].

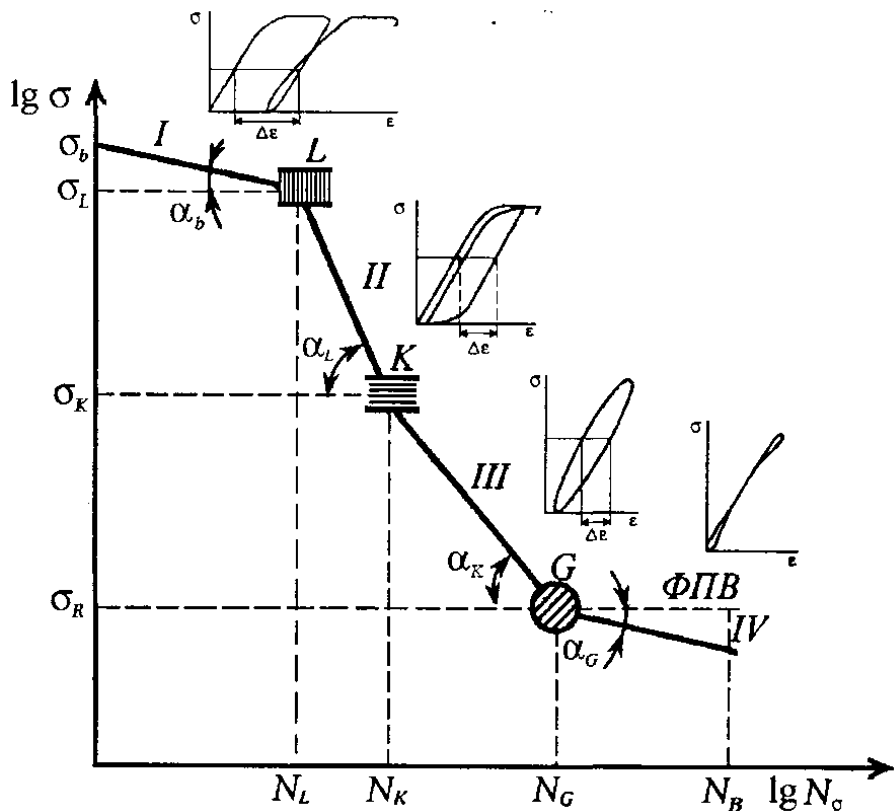


Рис. 1.8. Схема полной кривой механической усталости

Вопросам усталостной прочности и усталостного разрушения асфальтобетона посвящены работы многих исследователей: А. О. Салля, Б. С. Радовского, А. В. Руденского, С. К. Илиполова [30–40] и других. Возрастающий интерес к вопросам усталостного разрушения дорожных покрытий объясняется снижением реальных сроков службы асфальтобетонных покрытий по причине увеличения грузоподъемности и скорости движения транспортных потоков и изменения условий содержания асфальтобетонных покрытий.

Разрушение асфальтобетона при циклическом нагружении обусловлено процессами усталости образованием и накоплением микродефектов с последующим их развитием в макродефекты.

При воздействии транспортной нагрузки на дорожное покрытие в подошве последнего возникают значительные растягивающие напряжения. Хотя они и меньше критических, локальные напряжения, обусловленные неоднородностью материала, могут приближаться к критическим и превышать когезионную прочность битума, что приводит к местному разрыву связей. Повторное приложение нагрузок ведет к накоплению дефектов и образованию микрополостей. После определенного числа циклов приложения нагрузки в подошве покрытия под полосой наката возникают микротрещины, объединяющиеся затем в макротрещины. Последние растут одновременно в двух направлениях: вверх и параллельно плоскости покрытия. При достижении определенного числа циклов нагружения трещина прорастает сквозь покрытие и становится видимой на его поверхности.

В зарубежных исследованиях трещины подразделяются на следующие типы:

- трещины усталостные восходящие;
- трещины усталостные нисходящие или продольные;
- трещины температурные.

Трещины первого типа зарождаются в нижней части пакета асфальтобетонных слоев от многократного возникновения растягивающих напряжений при воздействии транспортной нагрузки. Прорастая вверх, такие трещины локализуются на поверхности покрытия в виде коротких продольных или поперечных трещин в зоне полосы наката с постепенным преобразованием в сетку трещин. К основным причинам, приводящим к образованию трещин данного типа следует отнести следующие:

- относительно тонкие асфальтобетонные слои (толщиной менее 10 см) не обеспечивающие достаточной прочности на растяжение при изгибе при заданной транспортной нагрузке;
- некачественное устройство слоев основания в части их уплотнения, снижение несущей способности земляного полотна вследствие его переувлажнения и другие причины снижающие несущую способность дорожной конструкции в целом.

При значительной толщине асфальтобетонного покрытия (более 20 см) интенсивность усталостного восходящего трещинообразования невелика из-за незначительной величины растягивающих напряжений в подошве пакета асфальтобетонных слоев.

Трещины второго типа зарождаются на поверхности покрытия, постепенно прорастают вниз и локализуются в виде длинных продольных трещин, как правило, вблизи полосы наката. Одним из предположений о причине их возникновения является наличие критического растягивающего и сдвигающего (касательного) напряжения в зоне контакта края колеса автомобиля с покрытием. Также в качестве причины образования трещин данного типа можно считать и интенсивное старение асфальтобетонного слоя и, как следствие, повышение его жесткости, что способствует ускоренному появлению и развитию трещин [41].

Следует отметить и характер влияния модуля упругости земляного полотна на тип трещинообразования. Повышение модуля упругости грунта ведет к замедлению образования восходящих усталостных трещин, а нисходящее трещинообразование при этом увеличивается. Это можно объяснить тем, что любой фактор повышающий прочность основания (более прочный грунт земляного полотна, укрепленное основания и т. д.) вызывает повышение растягивающих напряжений в поверхностном слое, что способствует трещинообразованию.

Характер усталостного разрушения асфальтобетонных покрытий существенно зависит от его толщины. Так при толщине слоев асфальтобетона менее 10 см в нижней части покрытия возникают значительные растягивающие напряжения, приводящие, в первую очередь, к появлению поперечных и продольных трещин по полосам наката. В период положительных температур возможен частичный процесс «самозалечивания» трещин. Однако при малой толщине асфальтобетонных слоев идет быстрое развитие трещин, что способствует прониканию атмосферных осадков в нижележащие слои дорожной одежды и грунт земляного полотна и что, при воздействии транспортной нагрузки ведет к образованию сетки трещин.

При толщине асфальтобетонных слоев свыше 20 см в их нижней части возникают незначительные растягивающие напряжения, что обуславливает длительный период накопления усталостных повреждений. Прорастания трещин на всю толщину покрытия могут, в этом случае, длиться от 6 до 12 лет в зависимости от интенсивности движения и климатических факторов.

Развитие усталостных повреждений значительно ускоряется при наличии на покрытии изначальных дефектов появления которых

обусловлено либо следствием проявления технологической наследственности в процессе обработки компонентов асфальтобетонной смеси, либо применением последних с недостаточными качественными характеристиками.

Исследования, проведенные в России на основе моделирования усталостного разрушения и экспериментальных наблюдений позволили установить зависимость, согласно которой наибольшему усталостному разрушению подвержены асфальтобетонные покрытия толщиной от 7,6 до 12,5 см.

#### **1.4. Экспериментальные методы исследований усталостных свойств асфальтобетона**

Из существующих методов экспериментальных исследований усталостных свойств асфальтобетона можно выделить три основных:

- исследования с помощью опытных участков дорожных конструкций;
- исследования на кольцевых испытательных стендах;
- лабораторные исследования с использованием различных испытательных машин и стендов.

Анализ указанных методов, блок-схема которых изображена на рисунке 1.9, позволяет выделить метод исследований с помощью устройства опытных дорожных участков, как дающий наиболее достоверную информацию.

Преимущество данного метода заключается в том, что асфальтобетонная смесь моделируется в процессе проектирования дорожной конструкции и эксплуатируется в натуральных условиях. Таким образом, экспериментальные участки дорог могут иметь, как различную конструкцию, так и различные составы асфальтобетона верхнего слоя покрытия. Контроль качества и регулирование технологического процесса обеспечивает, с достаточной точностью, соответствие экспериментальных участков с проектируемыми моделями.

Проведение эксперимента и регистрация показаний приборов происходит в условиях эксплуатации автомобильной дороги. На границе раздела слоев конструкции возможно установление датчики, с помощью которых фиксируется изменения температуры в покрытии, характер и интенсивность действующей нагрузки от дви-

жущегося транспорта и величина деформаций отдельных слоев конструкции. Проведение эксперимента, вышеописанным методом, позволяет получать обширную информацию об усталостных и деформационных свойствах асфальтобетона. Одним из основных недостатков данного метода, является длительность проведения эксперимента и относительно высокая энергоемкость.

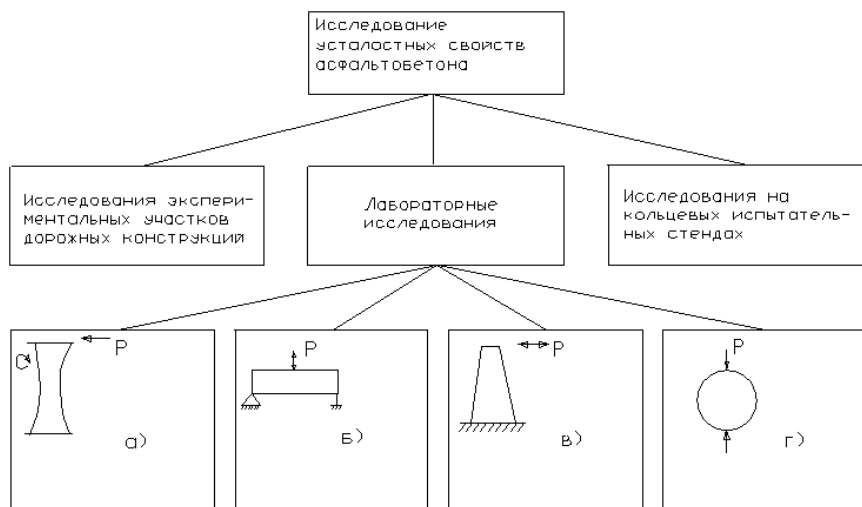


Рис. 1.9. Лабораторные методы исследований усталостных свойств асфальтобетона

Исследование усталостных свойств асфальтобетона на кольцевых испытательных стендах, например, на стенде СОЮЗДОРНИИ, позволяет значительно сократить сроки проведения экспериментов, при этом, условия работы исследуемого объекта являются максимально приближенными к натуральным условиям его эксплуатации. Достигается это за счет того, что в качестве подвижной нагрузки используется ось грузового автомобиля со спаренным колесом, скорость вращения которой можно регулировать, задавая, таким образом, необходимый режим работы. В качестве испытываемого объекта используется модель дорожной конструкции, тип которой соответствует заданным требованиям эксперимента. Однако сооружение кольцевых испытательных стендов имеет ряд трудностей, к которым можно отнести наличие дорогостоящего оборудования, необходимость относительно большой площади под устрой-

ство экспериментальной площадки и высокий расход электроэнергии при проведении эксперимента.

Наиболее распространенным видом исследований усталостных свойств асфальтобетона является лабораторный, который от других видов отличается целым рядом преимуществ:

- сокращением времени проведения эксперимента;
- возможностью моделирования частоты и характера нагрузки в диапазонах, соответствующих различным скоростям движения автомобильного и др. транспорта.

Из существующих лабораторных методов исследований усталостных свойств асфальтобетона следует выделить четыре, как получившие наибольшее распространение, схемы которых показаны на рисунке 1.9.

К одним из первых лабораторных исследований усталостных свойств асфальтобетона следует отнести работы П. С. Пелла (Peter S. Pell), Ф. У. Тейлора, Д. Я. Никбора, К. Ван-дер Пола, проводимые на образцах цилиндрической формы, подвергающихся ротационному изгибу, что показано на рисунке 1.9, *a*.

Принцип действия таких машин следующий:

- 1) асфальтобетонный образец цилиндрической формы вращается вокруг своей оси с заданной скоростью;
- 2) нагрузка испытываемому образцу передается как к консольно закрепленному цилиндру, т. е. только с одной стороны, в результате чего, при вращении образца возникают изгибающие напряжения переменного знака.

Однако данный метод испытаний асфальтобетона на усталость не получил дальнейшего распространения ввиду ряда недостатков:

- сложность изготовления испытываемых образцов;
- необходимость использования системы охлаждения из-за температуры возникающего вследствие трения вращающегося образца с рычагом передающим нагрузку;
- возможность проведения экспериментов только на образцах песчаного асфальтобетона ввиду возможности использования только относительно небольших нагрузок.

В дальнейшем, по мере накопления опыта и объема информации в области изучения усталостных свойств асфальтобетона, появилось множество новых методов испытаний с использованием разнообразных испытательных машин. Так широкое распространение



получил метод экспериментальных исследований на образцах-балочках прямоугольного сечения, подвергающихся пульсирующей нагрузке, схема испытания которого изображена на рисунке 1.9, б. Прямоугольное сечение испытываемых образцов дает возможность изготавливать их непосредственно из вырубков, взятых из дорожных покрытий.

Заслуживает внимания и метод испытаний усталостной прочности асфальтобетона, консольно-закрепленных образцов трапециевидной формы, как показано на рисунке 1.9, в, а также метод испытания на усталость трехосным растяжением-сжатием, что изображено на рисунке 1.9, з.

Преимущество указанных методов перед другими заключается в том, что в процессе проведения испытаний исключается концентрация напряжений и разрушение образцов в местах их соприкосновения, образуются зоны чистого изгиба по всей длине образца, что позволяет повысить достоверность результатов испытаний, а также в том, что характер прикладываемой нагрузки позволяет создавать напряжения в испытываемом образце, соответствующие условиям работы материала в реальном покрытии.

Анализ имеющихся результатов исследований позволяет сделать вывод о том, что значения показателей усталостных свойств асфальтобетона во многом зависят от режимов испытаний, типа испытательной аппаратуры, формы образца и других факторов. Однако при определенных равных условиях проведения эксперимента, решающее значение на его результаты оказывает режим испытаний.

Наибольший научный и практический интерес в области исследований влияния режима испытаний на результаты получаемых данных, представляют работы К. Л. Монисмита (Carl L. Monismith) и П. С. Пелла, в соответствии с которыми, существует два вида режимов испытаний: режим контролируемой деформации и режим контролируемого напряжения. Соответственно режим контролируемой деформации – означает, что амплитуда приложенной деформации сохраняется постоянной на протяжении всего периода испытаний, а напряжения затухают по мере увеличения циклов приложения нагрузки (рисунок 1.10, а).

При испытании образцов в режиме контролируемого напряжения, величина действующего напряжения остается постоянной на

протяжении всего периода испытания, а деформация увеличивается по мере увеличения циклов приложения нагрузки (рисунок 1.10, б).

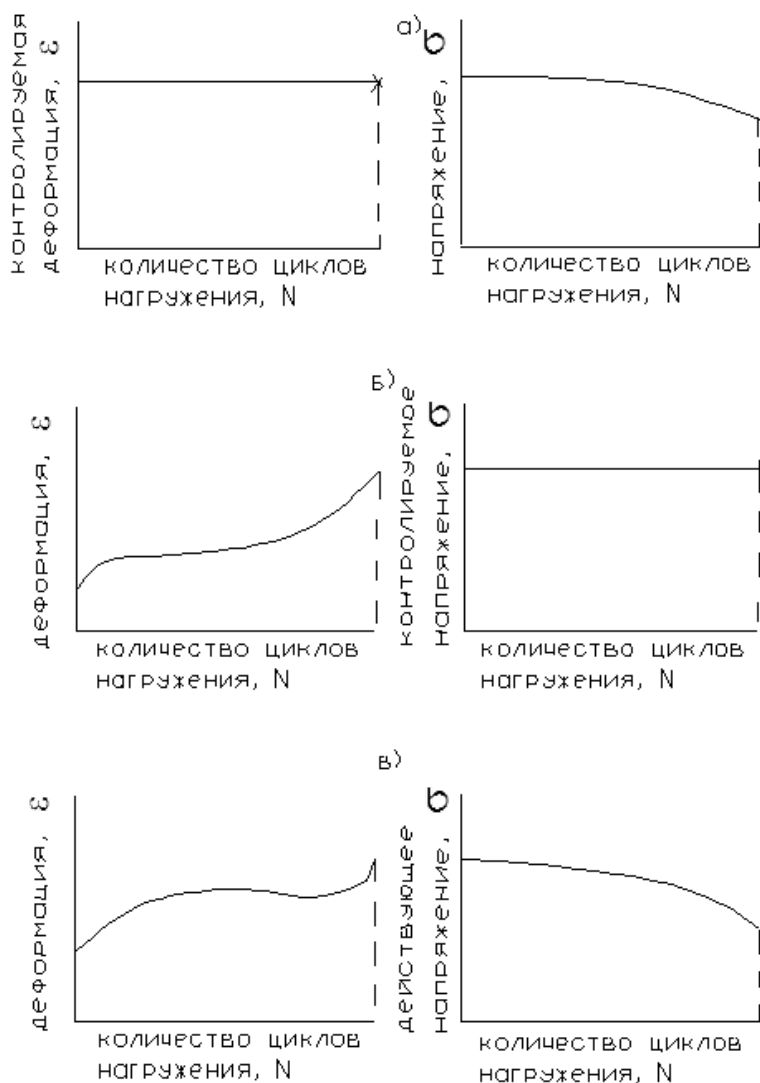


Рис. 1.10. Режимы испытаний асфальтобетона на усталостную долговечность:  
*a* – режим контролируемой деформации; *б* – режим контролируемого напряжения;  
*в* – промежуточный режим испытаний

Количественную оценку режимов испытания предложил Мо-нисмит и Д. А. Дикон (John A. Deacon), которая выражается коэф-фициентом режима, определяемым по формуле:

$$K_{\text{реж}} = [|A| - |B|] / [|A| + |B|], \quad (1.1)$$

где  $A$  и  $B$  – процентные изменения соответственно напряжений и деформаций для произвольной, но постоянной процентной величи-ны уменьшения жесткости.

Для режима контролируемого напряжения коэффициент режима  $K_{\text{реж}} = -1$ , а для режима контролируемой деформации  $+1$ . Возможен также вариант промежуточного режима (рисунок 1.10, в), когда напряжения и деформация изменяются, а коэффициент режима находится в пределах между  $-1$  и  $+1$ .

Результаты лабораторных исследований позволили сделать вы-вод, что при испытании асфальтобетонных образцов, толщина ко-торых 15 см и более, предпочтителен режим контролируемого напряжения. С увеличением толщины слоя асфальтобетона увели-чивается его жесткость –  $K_{\text{реж}}$  уменьшается и достигает значения соответствующего состоянию контролируемого напряжения. При толщине слоя асфальтобетона 5 см и менее жесткость не оказывает существенного влияния на режим испытания и значений  $K_{\text{реж}}$  прак-тически равно  $+1$ , что соответствует режиму контролируемой де-формации.

Приведенный выше анализ показал, что имеется множество раз-личных машин и испытательных стендов для исследования уста-lostных свойств асфальтобетона. Однако различие в принципе дей-ствия таких машин, режиме их работы, а также использование раз-личных методик проведения эксперимента, в ряде случаев осложняет обобщение полученных результатов из-за их несходимо-сти или противоречивости. Для получения более достоверной ин-формации о поведении асфальтобетона в условиях действия цикли-ческих нагрузок необходима стандартизация методики испытаний по определению критериев усталостных разрушений и показателей усталостных.

## ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ

### 2.1. Общие понятия о существующих теориях пределных состояний и прочности

Развитие теории пластичности начинается со второй половины XIX век. Французский ученый Треска на основе экспериментальных исследований установил критерий перехода материала из упругого состояния в пластическое (1864 г.). Несколько позднее, в 1870 г. Сен-Венан дал физическое объяснение условию Треска о текучести изотропных материалов в случае плоского напряженного состояния, а Леви эту идею перенес и на трехмерное напряженное состояние.

В начале XX в. появилось много работ, посвященных проблемам пластичности. Несомненно, среди них наиболее важные исследования принадлежат Фон Мизесу, Хенки, Прандтлю и Лейсу, а также русскому ученому Гвоздеву, на основе которых была сформулирована в 1936 г. общая теория так называемых *идеально пластических материалов*.

Все эти исследования, весьма важные для развития теории пластичности, получили полное признание и практическое применение лишь в пятидесятые годы прошлого века, когда начался процесс обобщения отдельных исследований и определения математической формулировки. Особенно важную роль сыграли известные школы Хилла в Англии, Прандтля в США, а также Ильющина и Качанова в бывшем СССР. Исчерпывающее представление о современных теориях пластичности можно получить в публикациях Мартина, Прагера, Ходга, Качанова, Масоне, Савэ, Соколовского и др.

Все материалы в механике твердого тела характеризуются связью между напряжением и деформацией. Материалы можно разделить на три вида в зависимости от характера зависимости деформаций от напряжений, что показано на рисунке 2.1. На рисунке приведен общий вид связи напряжение-деформация для упругопластического материала в случае одноосного напряженного состояния. В области  $\sigma < \sigma_y$  материал нелинейно упругий. При чем, кривая нагружения совпадает с кривой разгрузки. При  $\sigma > \sigma_y$  кривые нагружения и разгрузки не совпадают. На рисунке показана за-

зависимость  $\sigma$ - $\varepsilon$  для идеально пластического материала, а также для материала способного к упрочнению.

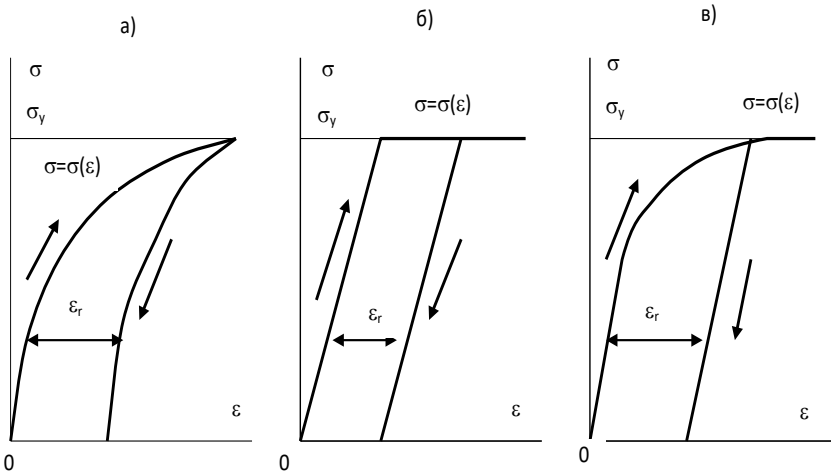


Рис. 2.1. Связь напряжений и деформаций для случая одноосного напряженного состояния для упруго-пластического (а), идеально пластического (б) и материала с упрочнением (в)

Особо важное значение имеет принятое (или установленное) условие текучести. Условием текучести определяется уровень напряжения, соответствующего началу пластической деформации. Это условие в общем случае может быть представлено выражением

$$F(\sigma_{ij}) = k, \quad (2.1)$$

где  $F$  – функция напряжения;

$k$  – параметр, который определяют экспериментальным путем.

Параметр  $k$  может быть функцией коэффициента упрочнения материала  $k = f(k)$ .

Условие пластичности в шестимерном пространстве представляет собой гиперплоскость, которую называют поверхностью течения. В случае изотропных материалов условие текучести может быть представлено в виде

$$F(I_1, I_2, I_3) = k, \quad (2.2)$$

где  $I_1 = \sigma_{ii}$ ,  $I_2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij}$ ,  $I_3 = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki}$  – инварианты тензора напряжения.

На основе экспериментальных исследований, которые проводились на моделях из металла, установлено, что на условие текучести не влияет гидростатическое давление и соответственно сферическая часть тензора напряжения. Поэтому условие пластичности можно показать в следующем упрощенном виде

$$F(I_2^*, I_3^*) = k, \quad (2.3)$$

где  $I_2^*$ ,  $I_3^*$  – соответственно второй и третий инварианты девиатора тензора напряжений

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk}. \quad (2.4)$$

По этому принципу поставлены условия текучести, из которых самые известные и чаще всего применяемые – это условие текучести Треска, Мизеса, Мор-Коломба и Друккера-Прагера.

Важнейшей задачей инженерного расчета является оценка прочности деталей машин и механизмов, строительных и дорожных конструкций по установленному напряженному состоянию в расчетной точке тела. Наиболее просто эта задача решается при простых видах сопротивления, например, при осевом растяжении или сжатии, так как в этом случае значения предельных (опасных) напряжений легко установить экспериментально. Общепринято считать, что опасным напряжением для пластических материалов является предел текучести  $\sigma_Y$ , а для хрупких – предел прочности (временное сопротивление)  $\sigma_U$  [41].

Условие прочности при одноосном напряженном состоянии, которое изображено на рисунке 2.2, имеет вид

$$\begin{aligned} \sigma_1 &\leq [\sigma_+]; \\ \sigma_3 &\leq [\sigma_-], \end{aligned} \quad (2.5)$$

где  $[\sigma_+]$  и  $[\sigma_-]$  – допускаемые напряжения, соответственно, при растяжении и сжатии.

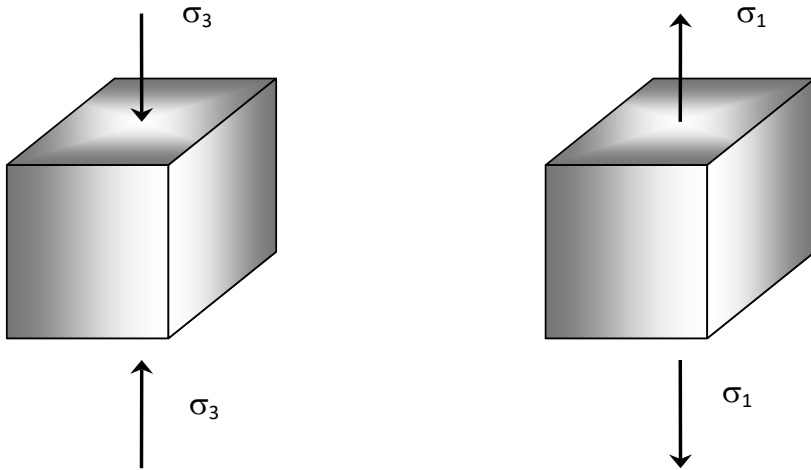


Рис. 2.2. Осевое сжатие и осевое растяжение

В случае сложного напряженного состояния, когда два или все три главных напряжения  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  не равны нулю, как показано на рисунке 2.3, предельное (опасное) состояние для одного и того же материала может иметь место при различных предельных значениях главных напряжений в зависимости от соотношения между ними. Поэтому экспериментальная проверка опасного состояния из-за бесчисленного множества соотношений между главными напряжениями  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  и трудоемкости осуществления испытаний практически исключена [42].

В случае сложного напряженного состояния применяются теории прочности (критерии предельного напряженно-деформированного состояния). Для этого принимается гипотеза о преимущественном влиянии на прочность материала какого-либо

фактора. При этом требуется проверка выбранного критерия прочности сопоставлением данного сложного напряженного состояния с простым, например, с одноосным растяжением, как показано на рисунке 2.4.

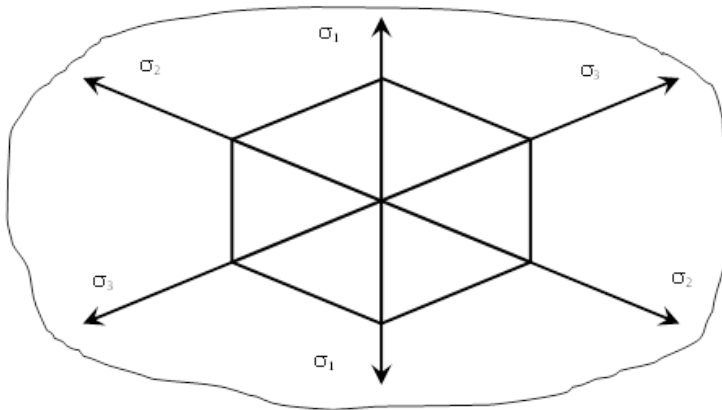


Рис. 2.3. Схема сложного напряженного состояния в точке тела

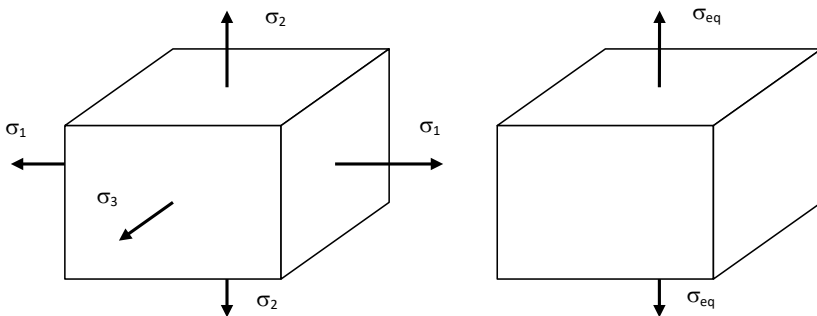


Рис. 2.4. Сопоставление критерия прочности для объемного и осевого напряженного состояния в точке тела

Устанавливается такое эквивалентное напряжение, которое в обоих случаях дает одинаковый коэффициент запаса прочности. Под последним в самом общем случае напряженного состояния понимают число  $n$ , показывающее, во сколько раз нужно одновремен-



но увеличить все компоненты напряженного состояния ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) чтобы оно стало предельным:

$$\begin{aligned}\sigma_1^0 &= n\sigma_1; \\ \sigma_2^0 &= n\sigma_2; \\ \sigma_3^0 &= n\sigma_3.\end{aligned}\tag{2.6}$$

Определенные таким образом теории называются *механическими теориями прочности*.

## 2.2. Классические теории прочности

*Критерий наибольших нормальных напряжений (Первая теория прочности; теория прочности Галилея-Лейбница или Клебша-Ренкина)*

Согласно этой теории предполагается, что опасное состояние тела, находящегося в условиях сложного напряженного состояния, определяется значением наибольшего нормального напряжения

$$\sigma_1 = \sigma_+^0 \text{ или } |\sigma_3| = \sigma_-^0.\tag{2.7}$$

Условие прочности с коэффициентом запаса  $n$  в этом случае имеет вид

$$\sigma_1 = [\sigma_+]^0 \text{ или } |\sigma_3| = [\sigma_-]^0,\tag{2.8}$$

где  $[\sigma^0] = \frac{\sigma^0}{n}$ .

Эквивалентное напряжение равно

$$\sigma_{eqI} = \sigma_1.\tag{2.9}$$

Однако эта теория хорошо подтверждается только для весьма хрупких и однородных материалов (стекло, гипс, некоторые виды керамики).

*Критерий наибольших относительных линейных деформаций (Вторая теория прочности; теория прочности Мариотта-Грасгофа или Сен-Венана)*

За критерий прочности в этой теории принимают наибольшую по абсолютной величине линейную деформацию. Условие разрушения в этом случае имеет вид

$$|\varepsilon_{\max}| = \varepsilon^0. \quad (2.10)$$

Условие прочности тогда будет представлено так

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_1 \leq [\varepsilon] = \frac{\varepsilon^0}{n}. \quad (2.11)$$

Учитывая, что  $[\varepsilon] = \frac{[\sigma]}{E}$ , а также что  $\varepsilon_1 = \frac{1}{E}[\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)]$ , условие прочности можно представить в виде

$$[\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \leq [\sigma]. \quad (2.12)$$

Как видно из выражения (2.12), с допуском напряжением нужно сравнивать не то или иное главное напряжение, а их комбинацию. Эквивалентное напряжение в этом случае будет

$$\sigma_{eqII} = \sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3). \quad (2.13)$$

Эта теория имела довольно широкое распространение, однако ввиду малой достоверности в настоящее время в расчетной практике не рекомендуется.

*Критерий наибольших касательных напряжений (Третья теория прочности; теория прочности Кулона для сплошных тел)*

Предполагается, что опасное состояние нагруженного тела определяется величиной максимального касательного напряжения. Условия разрушения и прочности соответственно имеют вид

$$\begin{aligned}\tau_{\max} &= \tau^0; \\ \tau_{\max} &\leq [\tau] = \frac{\tau^0}{n}.\end{aligned}\tag{2.14}$$

Так как для объемного напряженного состояния максимальное касательное напряжение определяется выражением

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2},\tag{2.15}$$

а для линейного напряженного состояния

$$\tau^0 = \frac{\sigma^0}{2} \text{ и } [\tau] = \frac{[\sigma]}{2},\tag{2.16}$$

условие прочности через главные напряжения можно записать так

$$(\sigma_1 - \sigma_3) \leq [\sigma].\tag{2.17}$$

Эквивалентные напряжения по третьей теории прочности определяются выражением

$$\sigma_{eqIII} = \sigma_1 - \sigma_3.\tag{2.18}$$

Эта теория дает хорошие результаты для материалов, одинаково сопротивляющихся растяжению и сжатию. Недостатком этой теории является то, что не учитывается среднее по величине главное напряжение, которое в отдельных случаях может оказывать некото-

рое влияние на прочность материалов. Если предположить, что предельным состоянием для пластических материалов является предел текучести, то условие разрушения имеет вид

$$\sigma_Y = \sigma_1 - \sigma_3. \quad (2.19)$$

Это условие удовлетворительно описывает начало пластической деформации разупрочняющихся материалов, для которых характерна ее локализация.

*Критерий удельной потенциальной энергии формоизменения (Четвертая теория прочности; теория прочности Губера-Мизеса-Генки)*

В этой теории предполагается, что опасное (предельное) состояние нагруженного тела определяется предельной величиной накопленной удельной энергии формоизменения. Последнюю можно определить при простом растяжении в момент начала текучести

$$u_{\Phi \max} = u_{\Phi}^0 = u_{\Phi.T}. \quad (2.20)$$

Условие прочности запишется так

$$u_{\Phi \max} \leq [u_{\Phi}]. \quad (2.21)$$

Полагаем, что материал следует закону Гука вплоть до наступления предельного состояния. При простом растяжении в момент начала текучести ( $\sigma_1 = \sigma_Y$ ;  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ) получим

$$u_{\Phi Y} = \frac{1 + \nu}{3E} \sigma_Y^2. \quad (2.22)$$

При объемном напряженном состоянии

$$u_{\Phi, T} = \frac{1+\nu}{6E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]. \quad (2.23)$$

Тогда условие предельного состояния или разрушения примет вид

$$\sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \sigma_Y. \quad (2.24)$$

Условие прочности по четвертой теории прочности имеет следующий вид

$$\sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \leq \frac{\sigma_Y}{n} = [\sigma]. \quad (2.25)$$

Эквивалентное (расчетное) напряжение по четвертой теории прочности определяется формулой

$$\sigma_{eqIV} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}. \quad (2.26)$$

Следует отметить, что расчетное уравнение четвертой теории прочности можно получить исходя из критерия постоянства октаэдрических касательных напряжений

$$\tau_{oct, \max} \leq [\tau_{oct}]. \quad (2.27)$$

Такая трактовка освобождает рассматриваемую теорию прочности от ограничений, связанных с областью применения закона Гука, и дает возможность установить начало не только пластических деформаций, но и разрушения. Четвертая теория пластичности применима для пластических материалов, одинаково сопротивляющихся растяжению и сжатию.

## *Теория прочности Кулона*

Согласно общепризнанному мнению основным прочностным показателем любого материала является их сопротивление сдвигу, зависящее от физического и напряженного состояния материала. Следует отметить, что первые работы по сопротивлению сдвигу грунтов появились уже во второй половине XVIII века (работы Кулона, 1773 г.).

Сопротивление сдвигу изучается в условиях предельного напряженного состояния, соответствующего незатухающим скольжениям (сдвигам) одной части тела по другой. Сопротивление сдвигу в несвязных (сыпучих) материалах возможно только как сопротивление внутреннему трению их частиц между собой.

В связанных же материалах, частицы которых связаны между собой адсорбированными пленками, коллоидами, цементирующими веществами и пр. так, что они способны сопротивляться всестороннему растяжению, сопротивление сдвигу складывается из трения частиц и сил сцепления, только при преодолении которых и может возникать скольжение (сдвиг) одной части по другой.

В сопротивление грунтов сдвигу всегда входит сопротивление их трению, что вообще присуще только дисперсным материалам в отличие от массивных горных пород и других сплошных твердых тел, сопротивление сдвигу которых определяется (особенно в момент начала скольжения) лишь силами сцепления. Таким образом, сопротивление материалов сдвигу следует рассматривать как более сложное явление, чем сопротивление сдвигу сплошных твердых тел.

Для крупнозернистых материалов с жестким скелетом (к ним следует отнести асфальтобетон), процесс сжатия которых протекает весьма быстро, практически сейчас же после загрузки образца давление полностью передается на скелет материала. При испытании такого образца на сдвиг в нем полностью проявляются внутреннее трение.

Правильное определение величины расчетных характеристик сопротивления сдвигу имеет первостепенное значение в расчетах на прочность.

Понятие *о трении и скольжении в сыпучих и сцепленных материалах*. Допустим на некоторой площадке, наклоненной под уг-

лом  $\theta$  к горизонту, покоится тело  $M$  весом  $P$ , что показано на рисунке 2.5. Разложим силу  $P$  на две составляющие:  $P_n$ , перпендикулярную к площадке, и  $P_t$ , параллельную ей. Составляющая  $P_t$  будет стремиться сдвинуть тело  $M$  вниз по наклонной площадке, а составляющая  $P_n$  будет прижимать его, вызывая противоположные движению силы трения, которые, как известно из элементарной физики будут пропорциональны давлению.

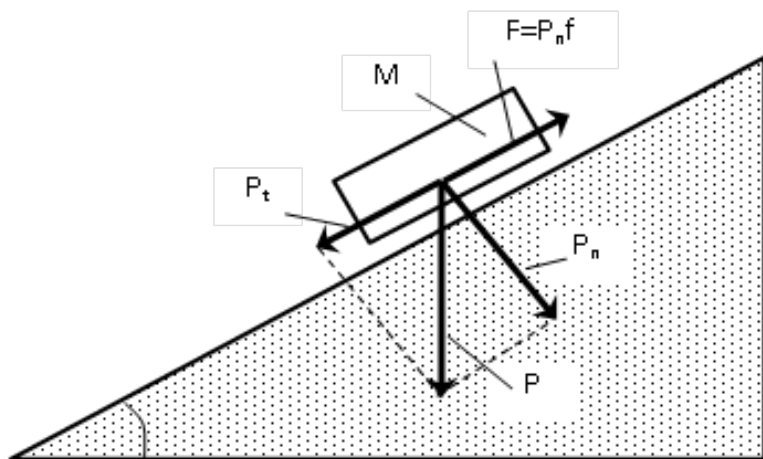


Рис. 2.5. Схема сил, действующих на твердое тело при скольжении его по наклонной плоскости

Назовем угол  $\theta$ , составляемый полным давлением с нормалью к данной площадке, т. е. угол, на который отклоняется полное давление, определяемый соотношением  $\tan \theta = \frac{P_t}{P_n}$ , *углом отклонения*.

Далее будем увеличивать угол наклона площадки, на которой покоится тяжелое тело. Тогда, при некоторой величине угла наклона площадки (назовем его  $\theta_{\max}$ ) силы трения будут превзойдены и начинается *скольжение* тела по наклонной поверхности.

Составим уравнение равновесия всех сил, действующих на тело  $M$ , для положения площадки, весьма близкого к началу ее движения.

Проектируя все силы на направление площадки, будем иметь

$$P \sin \theta_{\max} - Pf \cos \theta_{\max} = 0, \quad (2.28)$$

где  $f$  – коэффициент трения.

Откуда получаем

$$f = \tan \theta_{\max}, \quad (2.29)$$

то есть коэффициент трения равен тангенсу максимального угла наклона площадки в момент начала скольжения. Назовем этот угол *углом трения*  $\varphi$ .

Таким образом, имеем

$$f = \tan \theta_{\max} = \tan \varphi. \quad (2.30)$$

Если же площадка скольжения образуется внутри сыпучего тела, например, внутри песка, то угол трения носит название *угла внутреннего трения* сыпучего тела.

Полученное равенство можно трактовать как важное соотношение между составляющими давлений в данной точке, справедливое для всех тел при возникновении в них под действием внешних сил и собственного веса площадок скольжения, то есть при наступлении в некоторой области предельного напряженного состояния, когда напряжения уже настолько возрастут, что появятся площадки скольжения, и равновесие нарушится. В этом случае, то есть в момент возникновения площадок скольжения, преодолевают сопротивление скольжению (сдвигу), и *максимальное значение угла отклонения будет равно углу внутреннего трения*.

В сыпучих материалах только силы трения, пропорциональные давлению, будут сопротивляться возникновению площадок скольжения; в связных же материалах – не только силы трения, но и связность материала. В сумме силы трения и силы связности соста-



вят сопротивление материала сдвигу, характеристики которого являются важнейшими прочностными показателями.

Многочисленные испытания сыпуче-связных материалов (например, грунтов) на сопротивление прямому сдвигу показывают, что все экспериментальные точки при не больших давлениях весьма точно укладываются на прямую линию.

Уравнение этой прямой может быть записано в следующем виде

$$\tau_i = c + f\sigma_i, \quad (2.31)$$

где  $c$  – сцепление.

Записанное уравнение является математическим выражением закона Кулона для связно-сыпучего материала, который формулируется следующим образом – предельное сопротивление связно-сыпучих материалов сдвигу есть функция первой степени от нормального давления. Величины  $c$  и  $f$  являются математическими параметрами прямолинейной диаграммы сдвига, постоянными для данного физического состояния связно-сыпучих материалов. Эти параметры могут быть определены только испытанием материала.

При применении теории Кулона для ответа на вопрос – достигнуто или не достигнуто предельное состояние в расчетной точке, требуется решить оптимизационную задачу. В качестве целевой функции выбираем функцию

$$P = [c + f\sigma_v - \tau_v]. \quad (2.32)$$

Поиск решения выполняем в пространстве  $R_{lmn}$ , построенном на направляющих косинусах наклонной площадки  $l, m, n$ , связанных зависимостью

$$l^2 + m^2 + n^2 = 0. \quad (2.33)$$

На параметры оптимизации еще наложены ограничения

$$\begin{cases} 0 \leq l \leq 1; \\ 0 \leq m \leq 1; \\ 0 \leq n \leq 1. \end{cases} \quad (2.34)$$

Решением оптимизационной задачи является

$$P_H = \min P. \quad (2.35)$$

Если  $P_H \leq 0$ , то предельное состояние в расчетной точке достигнуто, если  $P_H > 0$ , то предельное состояние не достигнуто.

*Критерий Кулона-Мора (теория прочности для сцепленных материалов)*

Эта теория основана на предположении, что прочность материала в общем случае напряженного состояния зависит главным образом от величины и знака наибольшего  $\sigma_1$  и наименьшего  $\sigma_3$  главных напряжений. При этом погрешность, связанная с тем, что не учитывается  $\sigma_2$ , обычно не превышает 12–15 %. Исходя из этого предположения, любое напряженное состояние можно представить одним кругом Мора, построенным на главных напряжениях  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ .

Если при каких-либо данных нарушается прочность материала, то круг, построенный на этих напряжениях, называется *предельным*. Изменяя соотношение между  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ , получим для данного материала семейство предельных окружностей, изображенных на рисунке 2.6.

Огибающую *ABCDE* семейства предельных кругов можно с достаточной степенью точности заменить прямыми, касательными к кругам Мора, построенным для растяжения с диаметром, равным временному сопротивлению (пределу прочности) при растяжении  $\sigma_u^+$ , и для сжатия – с диаметром, равным временному сопротивлению материала при сжатии  $\sigma_u^-$ , как показано на рисунке 2.7.

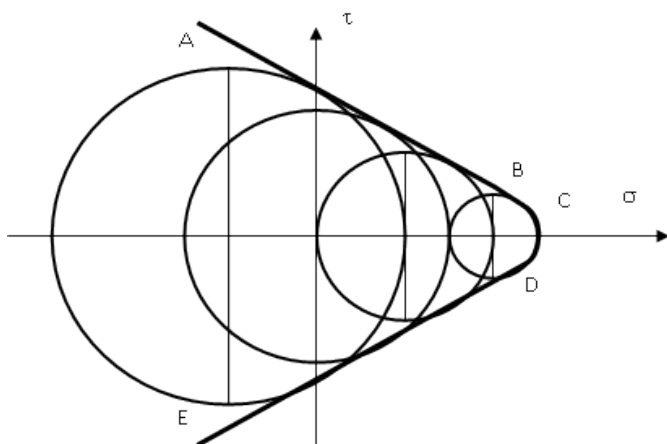


Рис. 2.6. Предельная огибающая в теории прочности Кулона-Мора

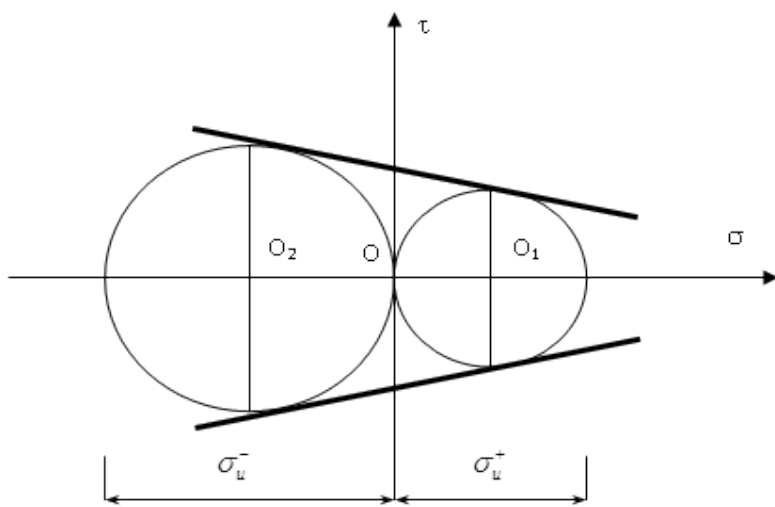


Рис. 2.7. Замена огибающей прямыми

Очевидно, что рисунок 2.7 может быть перестроен в масштабе допускаемых напряжений, показанных на рисунке 2.8.

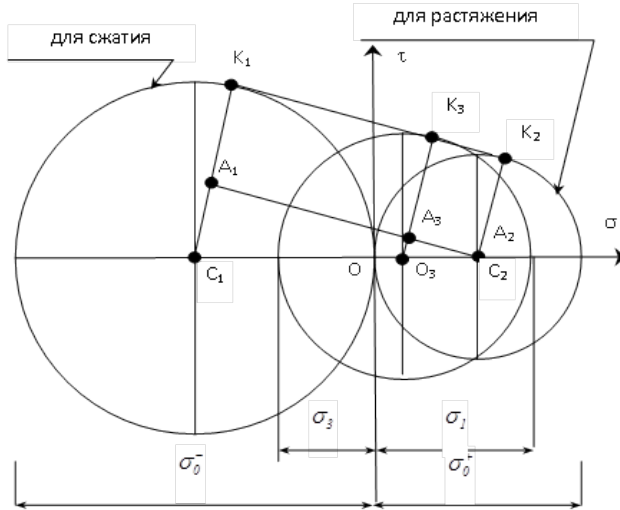


Рис. 2.8. Диаграмма в масштабе допускаемых напряжений

Диаметр круга для растяжения равен

$$[\sigma^+] = \frac{\sigma_u^+}{n}, \quad (2.36)$$

а для сжатия

$$[\sigma^-] = \frac{\sigma_u^-}{n}. \quad (2.37)$$

Рассмотрим подобие треугольников  $O_1O_2a$  и  $O_1O_3b$ .

$$\frac{A_3C_3}{C_2C_3} = \frac{A_1C_1}{C_1C_2}, \quad (2.38)$$

где  $A_3C_3 = K_3C_3 - K_2C_2 = \frac{\sigma_1 + |\sigma_3|}{2} - \frac{\sigma_0^+}{2}$ ;

$$C_2C_3 = OC_2 - OC_3 = \frac{\sigma_0^+}{2} - \frac{\sigma_1 + |\sigma_3|}{2};$$

$$A_1C_1 = K_1C_1 - K_2C_2 = \frac{\sigma_0^-}{2} - \frac{\sigma_0^+}{2};$$

$$C_1C_2 = C_1O - OC_2 = \frac{\sigma_0^-}{2} + \frac{\sigma_0^+}{2}.$$

Пропорция (2.38) примет вид

$$\frac{\sigma_1 + |\sigma_3| - \sigma_0^+}{\sigma_0^+ - \sigma_1 + |\sigma_3|} = \frac{\sigma_0^- - \sigma_0^+}{\sigma_0^- + \sigma_0^+},$$

или

$$(\sigma_1 + |\sigma_3| - \sigma_0^+)(\sigma_0^- + \sigma_0^+) = (\sigma_0^+ - \sigma_1 + |\sigma_3|)(\sigma_0^- - \sigma_0^+).$$

Раскроем скобки

$$\begin{aligned} \sigma_1\sigma_0^- + |\sigma_3|\sigma_0^- - \sigma_0^+\sigma_0^- + \sigma_1\sigma_0^+ + |\sigma_3|\sigma_0^+ - \sigma_0^+\sigma_0^+ &= \\ = \sigma_0^+\sigma_0^- - \sigma_1\sigma_0^- + |\sigma_3|\sigma_0^- - \sigma_0^+\sigma_0^+ + \sigma_1\sigma_0^+ - |\sigma_3|\sigma_0^+. \end{aligned}$$

Приведем подобные и сократим

$$\sigma_1\sigma_0^- - \sigma_0^+\sigma_0^- + |\sigma_3|\sigma_0^+ = 0.$$

Разделим полученное выражение на  $\sigma_0^-$

$$\sigma_1 - \sigma_0^+ + \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} |\sigma_3| = 0.$$

Выразим  $\sigma_0^+$ , так как это напряжение вызывает разрушение материала

$$\sigma_0^+ = \sigma_1 + \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} |\sigma_3|.$$

Учитывая, что  $\sigma_0^-$  всегда отрицательное, получим

$$\sigma_0^+ = \sigma_1 - \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} \sigma_3. \quad (2.39)$$

Эквивалентное напряжение по рассматриваемой теории Мора определяется выражением

$$\sigma_{eqM} = \sigma_1 - \left[ \frac{\sigma^+}{\sigma^-} \right] \sigma_3. \quad (2.40)$$

Теория прочности Кулона-Мора позволяет устанавливать сопротивление разрушению материалов, обладающих разным сопротивлением растяжению и сжатию (хрупких материалов). В этом отношении она имеет существенное преимущество перед первой и второй теориями прочности.

### 2.3. Новые теории прочности

*Теория прочности Ягна-Бужинского*

Предельная поверхность принимается в виде полинома второй степени, симметричного ко всем трем главным напряжениям

$$\begin{aligned} & (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + \\ & + a(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 + b(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = c, \end{aligned} \quad (2.41)$$

$$\text{где } a = \frac{6[\tau] - 2[\sigma^+][\sigma^-]}{[\sigma^+][\sigma^-]};$$

$$b = \frac{6[\tau]^2([\sigma^+] - [\sigma^-])}{[\sigma^+][\sigma^-]};$$

$$c = 6[\tau]^2.$$

При этом  $[\sigma^+]$ ,  $[\sigma^-]$  и  $[\tau]$  определяются из опыта для данного материала при испытании соответственно на одноосное сжатие, на одноосное растяжение и на чистый сдвиг.

Эквивалентное напряжение выражается зависимостью

$$\sigma_{eq} = 3 \left( 1 - \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} \right) \sigma_m +$$

$$+ \frac{1}{\sigma_0^-} \left[ \sigma_i^2 \left( \frac{\sigma_0^+}{\tau_0} \cdot \frac{\sigma_0^-}{\tau_0} - 3 \right) + (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3) \right], \quad (2.42)$$

$$\text{где } \sigma_i = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]};$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3).$$

Очевидно, что теория прочности Ягна-Бужинского позволяет учесть не только различие в сопротивлении материала растяжению и сжатию, но и также и сопротивление сдвигу.

Применяется в тех же случаях, что и критерий Кулона-Мора.

При  $\sigma_0^+ = \sigma_0^-$  и  $\tau_0 = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}}$  совпадает с критерием октаэдрических касательных напряжений.

### *Теория прочности Баландина*

Предельной поверхностью является параболоид вращения, равно наклоненный к координатным осям. Эквивалентное напряжение выражается зависимостью

$$\sigma_{eq} = 3 \left( 1 + \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} \right) \sigma_m + \frac{\sigma_i^2}{\sigma_0^-}. \quad (2.43)$$

Является частным случаем критерия прочности Ягна-Бужинского при

$$\tau_0 = \sqrt{\frac{\sigma_0^+ \sigma_0^-}{3}}.$$

### *Теория прочности Боткина-Миролюбова*

Предельной поверхностью является круговой конус, равно наклоненный к координатным осям. Эквивалентное напряжение выражается зависимостью

$$\sigma_{eq} = 3 \left( 1 - \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} \right) \sigma_m + \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} \right) \sigma_i. \quad (2.44)$$

Применяется в тех же случаях, что теория прочности Кулона-Мора. При  $\sigma_0^+ = \sigma_0^-$  совпадает с критерием октаэдрических касательных напряжений.

### *Теория прочности Друккера-Прагера*

Предельная поверхность имеет форму двух полостного параболоида вращения, равно наклоненного к координатным осям. Эквивалентное напряжение выражается достаточно сложной зависимостью.



$$\sigma_{eq} = \left( \frac{1+\chi}{1+\sqrt{\chi}} \right)^2 \sigma_i + 6 \frac{\sqrt{\chi}-\chi}{1+\sqrt{\chi}} \sigma_m - 9 \left( \frac{1-\sqrt{\chi}}{1+\sqrt{\chi}} \right)^2 \frac{\sigma_m^2}{\sigma_0^-}, \quad (2.45)$$

где  $\chi = \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-}$ .

Удовлетворительно описывает предельное состояние сравнительно пластичных материалов, для которых параметр  $\chi > 0,3$ .

### *Теория прочности Волкова*

Предельная поверхность не исследована. Эквивалентное напряжение выражается очень сложной зависимостью.

$$\sigma_{eq} = \frac{2}{\chi_s} \left[ C \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} + \beta \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \lambda \sigma_m \right) + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right], \quad (2.46)$$

где  $\chi_s$ ,  $C$ ,  $\beta$  и  $\lambda$  – константы материалов, определяемые из опытов при различных напряженных состояниях, например при одноосном растяжении, одноосном сжатии, чистом сдвиге и двухосном равномерном растяжении.

Критерий получен на основе анализа модели микроскопически неоднородной среды в предположении, что критическое касательное напряжение в плоскости скольжения зависит от нормального напряжения в этой плоскости и от среднего напряжения.

### *Теории прочности Писаренко-Лебедева*

К числу новых теорий прочности следует отнести теорию, предложенную Г. С. Писаренко и А. А. Лебедевым, которая основана на предположении о том, что наступление предельного состояния обусловлено способностью материала оказывать сопротивление, как касательным, так и нормальным напряжениям. Критерий прочности

предлагается искать в виде инвариантных к напряженному состоянию функций касательных напряжений, и максимального нормального напряжения.

При этом критерий прочности может быть записан в виде

$$\tau_{oct} + m_1 \sigma_1 \leq m_2, \quad (2.47)$$

Выражая константы  $m_1$  и  $m_2$  через предельные напряжения при одноосном растяжении  $\sigma_0^+$  и сжатии  $\sigma_0^-$  (в частности, через  $\sigma_\epsilon$  и  $\sigma_{\epsilon_{сж}}$ ) условие (2.47) приведем к виду

$$\frac{3}{\sqrt{2}} \chi \tau_{oct} + (1 - \chi) \sigma_1 \leq \sigma_0^+, \quad (2.48)$$

или, переходя к интенсивности напряжений

$$\chi \sigma_i + (1 - \chi) \sigma_1 \leq \sigma_0^+. \quad (2.49)$$

Для материала, находящегося в пластическом состоянии, когда  $\sigma_0^+ = \sigma_0^-$ , то есть  $\chi = 1$ , выражение преобразуется в критерий прочности, соответствующий теории формоизменения.

Для хрупких материалов, когда  $\chi = 0$ , выражение преобразуется в первую теорию прочности.

При  $0 < \chi < 1$ , что соответствует большинству конструктивных материалов, предельная поверхность будет представлять собой равно наклоненную к главным осям фигуру, в которую вписана шестигранная пирамида, соответствующая теории Кулона-Мора.

Теория, представленная данным критерием, хорошо согласуется с данными эксперимента для широкого класса достаточно однородных конструкционных материалов.

Для материалов, обладающих существенной структурной неоднородностью (отдельные виды керамики, графиты, пенопласты, каменное литье и т. п.), предложено другое условие

$$\chi\sigma_i + (1-\chi)\sigma_1 A^{1-J} \leq \sigma_0^+, \quad (2.50)$$

где  $J$  – параметр напряженного состояния, определяется по формуле:

$$J = \frac{\sigma_m}{\sigma_i}, \quad (2.51)$$

$A$  – параметр структуры материала, среднестатистическое значение которого для указанного класса материалов составляет 0,7–0,8.

Уточненное значение параметра  $A$  можно определить, используя данные испытания на кручение

$$A = \frac{\varphi - \chi\sqrt{3}}{1 - \chi}, \quad (2.52)$$

где  $\varphi = \frac{\sigma_0^+}{\tau_k}$ ;

$\tau_k$  – предельное напряжение при кручении.

На основе результатов экспериментально-теоретических исследований предложено две теории Писаренко-Лебедева.

*1. Первая теория прочности Писаренко-Лебедева.*

Предельной поверхностью является коническая поверхность, описанная вокруг пирамиды Кулона-Мора. В сечении октаэдрической плоскостью – равносторонний криволинейный треугольник. Эквивалентное напряжение выражается следующим образом

$$\sigma_{eq} = \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-} \sigma_i + \left(1 - \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-}\right) \sigma_1. \quad (2.53)$$

Данная теория хорошо описывает предельное состояние широкого класса достаточно однородных конструкционных материалов. При  $\sigma_0^+ = \sigma_0^-$  преобразуется в критерий октаэдрических касатель-

ных напряжений. В случае весьма хрупких материалов, результаты вычислений практически совпадают с данными расчета по критерию наибольших нормальных напряжений.

*2. Вторая теория прочности Писаренко-Лебедева.*

Предельная поверхность равно наклонена к координатным осям. В сечении октаэдрической плоскостью – равносторонний криволинейный треугольник. Эквивалентное напряжение равно

$$\sigma_{eq} = \chi\sigma_i + (1-\chi)\sigma_1 A^{1-3J}. \quad (2.54)$$

Теория хорошо описывает предельное состояние неоднородных материалов (хрупкие металлокерамические композиции, различные горные породы, пенопласты и т. п.). Среднестатистическое значение параметра  $A$  для указанных материалов составляет 0,7–0,8.

*Теория прочности Давиденкова-Фридмана*

Этот критерий базируется на рассмотрении диаграмм механического состояния, которое строят исходя из того, что в зависимости от типа напряженного состояния материалы могут разрушаться от растягивающих напряжений (путем отрыва) и касательных напряжений (путем среза). Соответственно этому различают две характеристики прочности – сопротивление отрыву  $S_{от}$ , представляющее собой величину нормальных напряжений на поверхности разрушения, и сопротивление срезу  $t_k$ , представляющее собой величину касательных напряжений. Обе характеристики прочности  $S_{от}$  и  $t_k$ , а также кривые деформации не зависят от напряженного состояния.

Нарушение прочности путем отрыва описывается второй теорией прочности (2.13)

$$S_{от} = \sigma_{eqII},$$

а нарушение прочности второго вида – третьей теорией прочности (2.15)

$$t_k = \tau_{max}.$$

Диаграмма механического состояния состоит из двух диаграмм: диаграммы в координатах  $\tau_{\max}$  и  $\sigma_{eqII}$  и диаграммы  $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$ , которые изображены на рисунке 2.9.

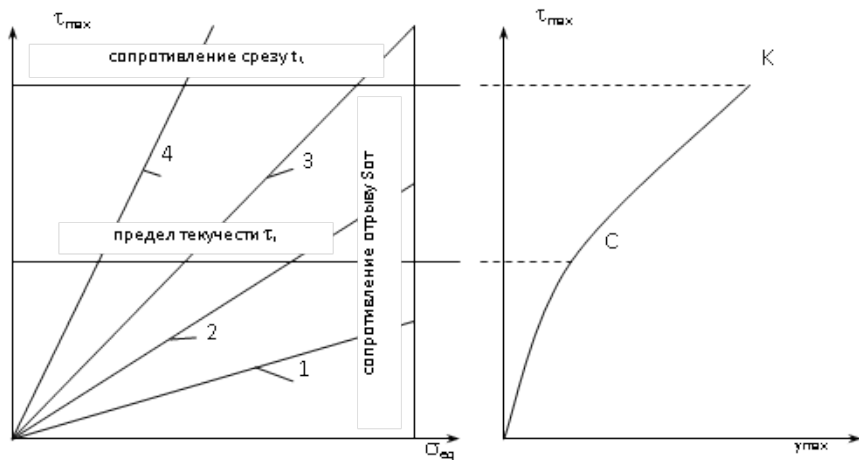


Рис. 2.9. Графическая иллюстрация теории прочности Давиденкова-Фридмана

На диаграмму наносят предельные линии, соответствующие пределу текучести при сдвиге  $\tau_T$ , сопротивлению среза  $t_k$  и сопротивлению отрыву  $S_{от}$ . Отклонение линии сопротивления отрыву вправо выше предела текучести соответствует возрастанию сопротивления отрыву с появлением остаточных деформаций.

Для характеристики типа напряженного состояния вводится коэффициент мягкости

$$\alpha = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{eqII}}. \quad (2.55)$$

Различные напряженные состояния изображаются на диаграмме лучами, тангенсы угла наклона которых равны  $\alpha$ .

При всестороннем растяжении, когда  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ,  $\tau_{\max} = 0$  и  $\alpha = 0$ . В таком случае луч совпадает с осью абсцисс.

При простом растяжении, когда  $\sigma_1 = \sigma$  и  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ,

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma}{2};$$

$$\sigma = \sigma_{eqII};$$

$$\alpha = 0,5.$$

При простом сжатии, когда  $\sigma_3 = -\sigma$  и  $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ ,

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma}{2};$$

$$\sigma_{eq} = \nu\sigma;$$

$$\alpha = \frac{1}{2\nu}.$$

Принимая  $\nu = 0,25$ , находим  $\alpha = 2$ .

Рассматривая лучи, отвечающие различным типам напряженного состояния материала, можем приблизительно установить вид разрушения и выбрать, следовательно, подходящую теорию прочности.

Из рассмотрения на диаграмме, показанной на рисунке 2.9, луча 1 видим, что он раньше всего пересекает линию сопротивления отрыву. Следовательно, материал разрушится путем отрыва без предшествующей пластической деформации.

Луч 2 пересекает сначала линию текучести, а затем линию сопротивления отрыву. Следовательно, при данном напряженном состоянии разрушению путем отрыва предшествует пластическая деформация.

Для напряженного состояния, характеризуемого лучом 3, разрушение происходит после пластической деформации путем среза.

В случае, когда луч сначала пересекает линию сопротивления отрыву, следует пользоваться теорией Кулона-Мора, первой или второй теорией прочности. Если же сначала пересекается линия предела текучести, то расчет прочности должен производиться по третьей или четвертой теории прочности.

Таким образом, диаграммы механического состояния с известным приближением отражают тип разрушения в зависимости от вида напряженного состояния.

Заметим, что лучи, изображающие напряженное состояние, являются прямыми лишь до достижения предела текучести.

## 2.4. Результаты анализа и выводы

По результатам обзора и анализа принципиально отличающихся теорий прочности могут быть сделаны следующие выводы.

1. Приведенные выше теории прочности предназначены для определения предельного состояния в окрестности расчетной точки при сложном напряженном состоянии по результатам испытания материала в условиях простого сопротивления – осевое растяжение, осевое сжатие и кручение. Для отдельных теорий прочности требуется еще и испытание на всестороннее растяжение в условиях плоского напряженного состояния.

2. Теории прочности делятся на три группы по применению к материалам с различными механическими свойствами – для хрупких материалов, для упрочняющихся и для разупрочняющихся материалов с четко выраженной пластичностью. Связно-сыпучие и неоднородные материалы являются гораздо более сложными материалами чем сплошные. Для них намного сложнее установить условие наступления предельного состояния.

3. В большинстве теорий прочности для выражения условия предельного состояния используется аппарат теории упругости и пластичности. При этом аналитические выражения отличаются своей сложностью записи. В отдельных теориях прочности использованы очень сложные математические выражения, включающие главные напряжения, среднее напряжение и интенсивность напряжений, а также инварианты тензора напряжения.

4. Часть теорий прочности предназначена для применения к материалам равнопрочным на растяжение и сжатие. В некоторых теориях предусмотрен учет разной прочности.

5. Особый интерес представляют теории прочности, интегрирующие критерии других теорий прочности. Что не обязывает при расчете прогнозировать характер разрушения материала, так как он устанавливается в процессе расчета. Это позволяет в принципе

определить наличие предельного состояния в расчетной точке конструкции (например, дорожного покрытия) в широком диапазоне температурных воздействий и нагрузок.

6. Очевидно, что дорожные покрытия при сезонном изменении температур будут менять свои механические свойства – хрупкого линейного, вязко-упругого и пластического тела. Единой теории прочности, которая учла бы такую особенность состояния материала нет. Поэтому для решения вопроса прочности дорожного покрытия требуется интегрирование нескольких теорий прочности, способных выполнять расчет при любом состоянии материала.



## **ГЛАВА 3. ПОВЫШЕНИЮ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА СТАДИИ ПОДБОРА СОСТАВА**

В настоящее время существует достаточно большое количество методик проектирования составов асфальтобетонных смесей и каждая из этих методика адаптирована к каким-то конкретным условиям (погодно-климатическим или транспортным) [44].

### **3.1. Обзор существующих методик проектирования состава асфальтобетонных смесей**

#### ***3.1.1. Методики проектирования составов смесей, разработанные в СССР и на постсоветском пространстве***

*Проектирование состава асфальтового бетона по асфальтовому вяжущему веществу*

Метод проектирования состава асфальтового бетона по асфальтовому вяжущему был предложен профессором П. В. Сахаровым в 1909 г.

Основной научной предпосылкой к разработке данного метода является положение о том, что связующим компонентом в составе асфальтобетона, объединяющим крупные скелетообразующие фракции минеральной части асфальтобетона (щебень, песок) в единый монолит, является асфальтовое вяжущее вещество, состоящее из смеси битума и тонкодисперсного минерального наполнителя (минерального порошка). Минеральный порошок не входит в состав скелетообразующей (каркасной части) минеральной составляющей асфальтобетона, а служит активным структурирующим наполнителем битума.

Центральным звеном метода является проектирование состава асфальтовяжущего, обладающего достаточным сцеплением, водупорностью, пластичностью и термической устойчивостью [45]. В полном же объеме проектирование состава асфальтового бетона по методу Сахарова разделяется на 4 стадии:

1. Проектирование состава асфальтового вяжущего вещества.
2. Проектирование состава асфальтового раствора.
3. Подбор каменного остова.
4. Проверочные опыты с асфальтовым бетоном.

Конечная цель проектирования состоит в определении таких количественных соотношений из применяемых материалов, при которых удовлетворяются определенные стандартные требования к качеству асфальтового бетона.

Проектирование состава асфальтовяжущего заключается в установлении количественного соотношения битума и минерального порошка, при котором получаемое асфальтовяжущее обладает заданными показателями пластичности и механической прочности.

Пластичность, согласно П. В. Сахарову, рекомендовано определять по величине остаточной деформации, возникающей при сдавливании в образцы шарика под статическим давлением воды в 2–3 атм. Величина пластической деформации ограничена пределами 10–20 мм при температуре 15 °С. Одновременно по величине водонасыщаемости судят о водоупорности асфальтового вяжущего.

Механическая прочность оценивается пределом прочности при растяжении образцов-восьмерок. Получаемая величина принимается как показатель сцепления и должна быть не ниже 1,0 МПа при 15 °С.

Термическая устойчивость характеризуется интенсивностью изменения прочности при растяжении при трех температурах – 0 °С, 15 °С и 30 °С. Выбирается тот состав, который имеет наименьшее снижение прочности при повышении температуры от 15 °С до 30 °С (или в другом температурном интервале). На основании результатов испытаний в качестве оптимального принимается тот состав асфальтового вяжущего, который отвечает требуемым показателям пластичности и прочности при растяжении и обладает наибольшей термической стабильностью.

Проектирование асфальтового раствора заключается в установлении соотношения между выбранным составом асфальтового вяжущего и песком. Выбор оптимального состава асфальтового раствора осуществляется на основании испытаний образцов на механическую прочность (при сжатии или растяжении), а также на водоупорность (пластичность) и термическую устойчивость.

Проектирование состава каркасной части асфальтобетона осуществляется путем подбора соотношения между асфальтовым раствором и каменным остовом из щебня (или гравия). Зерновой состав каркасной части определяется, как правило, по наибольшей величине объемного веса с целью сокращения расхода асфальтового вяжущего в смеси.

На основании результатов испытаний выбирается тот состав, который в наибольшей степени отвечает конечным требованиям к качеству асфальтобетона по показателям прочности, деформативности, водостойкости и однородности.

Согласно П. В. Сахарову, оптимальные составы асфальтобетона обеспечиваются при соотношении в составе асфальтового вяжущего битума (Б) и минерального порошка (П) в пределах 0,2–0,5.

Следует отметить, что предложенный П. В. Сахаровым метод определения пластичности асфальтового вяжущего путем вдавливания шарика в образец под давлением воды является условным и режим деформирования не соответствует реальному режиму работы материала в процессе эксплуатации дорожной конструкции.

Поэтому для более объективной оценки деформационного поведения асфальтовых материалов А. В. Руденский в своей работе [45] предлагает оценивать их пластичность при подборе оптимального состава на основании результатов испытаний в условиях изгиба.

Современный метод проектирования состава асфальтобетона по асфальтовому вяжущему предусматривает следующий порядок действий:

- проектирование состава асфальтового вяжущего на основании результатов испытаний образцов-балочек на ползучесть при изгибе;
- определение состава асфальтового раствора;
- определение соотношения между содержанием щебня и асфальтового раствора в асфальтобетоне;
- экспериментальное определение показателей прочности и деформативности выбранного состава асфальтобетона;
- корректировка оптимального состава асфальтобетона с целью достижения требуемых показателей прочности и деформативности.

Современный метод проектирования состава асфальтобетона по асфальтовому вяжущему предусматривает, в частности, что для определения пластичности асфальтовых вяжущих следует проводить испытания их образцов в форме балочек размером 2,5×4×16 см

на ползучесть при изгибе, при температурах 20 °С и 0 °С. Дополнительно следует определять показатели прочности при динамическом изгибе, при температурах 20 °С и или 0 °С.

При проектировании состава асфальтового вяжущего на 1-м этапе готовят 3 варианта состава асфальтового вяжущего с различными соотношениями Б:П и по результатам испытания на ползучесть определяют значения пластичности, вязкости, модуля деформации и модуля упругости, а по результатам испытания на динамически изгиб устанавливают значения предельной разрушающей нагрузки и прогиба образца в момент разрушения.

По полученным значениям разрушающей нагрузки и прогиба образца определяют энергию разрушения образцов асфальтового вяжущего. Оптимальным соотношением Б:П считается такое, при котором величина энергии разрушения является максимальной.

На следующем этапе проектирования состава асфальтобетона определяют оптимальное содержание песка в составе асфальтового раствора. Для этого необходимо оценить пористость песка в уплотненном состоянии. Ориентировочно можно принимать соотношение между песком и асфальтовым вяжущим в асфальтовом растворе, равным 1:1.

Для определения оптимального содержания асфальтового раствора в составе асфальтобетонной смеси следует определить пористость щебеночного материала (в уплотненном состоянии), используемого для приготовления асфальтобетона. Поскольку форма частиц щебня может быть весьма разнообразной, пористость щебеночного остова следует определять экспериментально. Количество асфальтового раствора должно соответствовать объему пор в уплотненном щебеночном каркасе.

Для определения соответствия подобранного состава асфальтобетона требуемым показателям качества необходимо оценить его характеристики сдвигоустойчивости, трещиностойкости и однородности на соответствие требованиям ТНПА.

### *Метод проектирования состава асфальтового бетона по предельным кривым плотных смесей*

Метод проектирования состава асфальтобетона по предельным кривым плотных смесей разработан в СоюзДорНИИ на основе исследований профессора Н. Н. Иванова. Принцип этого метода исходит из положения о зависимости прочности и других свойств асфальтобетона от плотности минеральной смеси при оптимальном количестве битума. Последнее обычно устанавливается опытным путем по наибольшей прочности образцов и другим показателям их качества, удовлетворяющим требованиям стандарта.

Проектирование состава по этому методу осуществляется в следующей последовательности:

1. Выбор и проверка качества исходных материалов.
2. Обоснование и расчет гранулометрического состава минеральной смеси.
3. Определение оптимального количества битума.
4. Испытание контрольных образцов асфальтобетона.

В основу метода положены теоретические и экспериментальные разработки профессора В. В. Охотина и профессора Н. Н. Иванова: к достаточно плотным относятся составы минеральных смесей, диаметр  $d$  зерен которых уменьшается в два раза, а количество соответствующих фракций в 0,7–0,9 раз. Для более общего случая можно принять, что уменьшение диаметров происходит в  $A$  раз, а весовые количества этих же фракций последовательно уменьшаются в  $q$  раз. Величину  $q$  принято называть коэффициентом сбега.

Рассчитанные количества каждой фракции наносятся на график с координатами по оси ординат полного остатка на ситах в процентах, по оси абсцисс – логарифмы размеров зерен или отверстий сит. График получается в виде предельных кривых соответствующих коэффициентам сбега  $k = 0,9$  и  $k = 0,75$ . Кривые с коэффициентом сбега меньше 0,7 соответствуют смесям с незначительным содержанием минерального порошка или без него. Наоборот, смеси с высоким содержанием минерального порошка на графике отражают коэффициент сбега больший 0,9. В зависимости от желаемого количества минерального порошка и щебня в смеси, а также пористости минеральной смеси подбирается коэффициент сбега и стремятся

получить кривую реальной смеси, которая бы вписывалась между предельными кривыми плотных смесей.

На завершающей стадии проектирования изготавливаются контрольные образцы из массы подобранного состава, которые испытываются согласно техническим указаниям ТНПА. При необходимости производится корректировка состава.

*Метод проектирования состава асфальтового бетона по растворной части (метод Моковского Ушосдора)*

Этот метод был в свое время разработан А. В. Окниным и Б. А. Козловским, а несколько позже развит в отдельных положениях профессором А. Я. Тихоновым. Теоретическая концепция этого метода исходит из того, что растворная часть в системе асфальтового бетона достаточно постоянна, тогда как количество щебня или гравия и их распределение по крупности подвержены большим колебаниям. Поэтому в первую очередь наиболее важно определить состав асфальтового раствора, о котором известно, что его прочность изменяется прямо пропорционально содержанию минерального порошка (при оптимальном содержании битума). Аналогичная зависимость признается справедливой и в отношении асфальтобетона. Раствором подобранного состава заполняются межзерновые пустоты щебня и устанавливается окончательный состав асфальтового бетона.

Подбор состава асфальтового бетона по этому методу осуществляется в следующей последовательности:

1. Определение состава асфальтового раствора.
2. Определение содержания щебня.
3. Пересчеты и корректировка содержания битума и других компонентов.

Определение состава асфальтового раствора производится экспериментальным путем. Для этой цели изготавливают ряд минеральных смесей более или менее установившегося состава, но с заведомо малым содержанием битума, с тем чтобы получить завышенную водонасыщаемость асфальтового раствора против нормативных пределов.

Из каждого замеса изготавливают стандартные образцы с испытанием их на водонасыщаемость. По результатам водонасыщаемости производится расчет оптимального количества битума в каждом составе.

Используя расчетные оптимальные количества битума, вновь изготавливают образцы асфальтового раствора при определенных соотношениях песка и минерального порошка, которые испытывают на прочность, что позволяет установить требуемое количество минеральных компонентов в растворе.

Определение содержания щебня также производится обычно опытным путем: составляют несколько смесей щебня с песком и минеральным порошком и по методике, описанной выше, определяют их соотношение в зависимости от прочностных показателей и водонасыщаемости.

Пересчеты и корректировка содержания битума и других компонентов производится после выбора оптимального состава асфальтового бетона и контрольного замеса с испытанием образцов на все виды свойств, предусмотренных по стандарту.

*Методика проектирования состава асфальтобетона (по Б. И. Ладыгину)*

Задачей проектирования состава асфальтобетона является установление наиболее целесообразного соотношения между составляющими смеси, при котором полученный асфальтобетон будет работать в дорожной конструкции длительное время без образования деформаций, снижающих эксплуатационные показатели дороги.

Весь процесс проектирования состава асфальтобетона по наибольшей плотности раствора производится в следующем порядке:

1. Устанавливаются условия работы асфальтобетона в дорожном покрытии на соответствующих участках дорог (интенсивность и характер движения, климатические условия), уточняются требования к асфальтобетону и производится проверка качества исходных материалов.

2. Для определения оптимального соотношения, песка и минерального порошка берутся различные соотношения их, определяется объемный вес смеси после уплотнения нагрузкой  $400 \text{ кгс/см}^2$  и графически устанавливается оптимальное соотношение по наибольшей плотности.

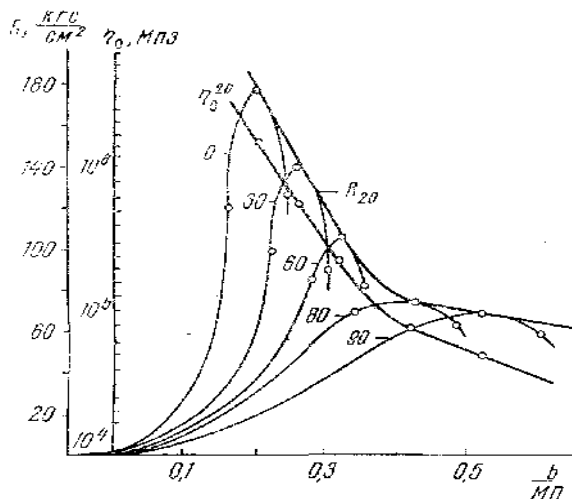


Рис. 3.1. Зависимость вязкости и прочности асфальтобетона от соотношения «битум – порошок» при различном количестве песка. Цифры на кривых – содержание песка в %

3. Определяется оптимальное количество битума для растворной части. При этом сначала расчетом определяют ориентировочное количество его, а затем, приготовив и испытав образцы, определяют оптимальную дозировку.

Ориентировочное количество битума в процентах по весу определяется по формуле:

$$q_1 = \frac{(n_0 - n) \cdot d}{\gamma_1}, \quad (3.1)$$

где  $n_0$  – пористость раствора, уплотненного под нагрузкой 400 кгс/см<sup>2</sup> при 20 °С, %;

$n$  – нормированная остаточная пористость в процентах (3–5%);

$d$  – удельный вес битума при температуре 20 °С;

$\gamma_1$  – объемный вес смеси.

Оптимальная дозировка битума определяется на основании изготовления и испытания трех-четырех смесей с содержанием битума, отличающимся на 0,5–1,0 % в каждой. Для установления оптималь-



ной дозировки битума могут быть использованы обычные стандартные показатели: объемный вес, водонасыщение и прочность при 50 °С. В дальнейшем необходима разработка экспресс-метода определения вязкости.

Состав смеси, образцы которой наиболее полно отвечают предъявляемым требованиям, принимается для проведения полного цикла испытаний, предусмотренных ТНПА и дополнительно вязкости и износостойкости.

На этом обычно заканчивается подбор состава песчаного асфальтобетона.

4. Для щебеночного асфальтобетона количество щебня устанавливается в соответствии с выбранным типом макроструктуры в зависимости от требований сдвигоустойчивости, трещиностойкости и износостойкости.

Оптимальное количество битума в предварительном порядке определяется расчетом. При этом предполагается, что:

$$B_a = B_p + B_{щ}, \quad (3.2)$$

где  $B_p$  – количество битума в растворе, %;

$$B_p = q_1^0 \cdot 0,01P, \quad (3.3)$$

где  $q_1^0$  – оптимальное количество битума в растворе, %;

$P$  – количество раствора в составе асфальтобетона, %;

$B_{щ}$  – количество битума, необходимое для обработки поверхности щебня (фракции крупнее 5 мм), принимается несколько больше теоретической потребности.

На основании экспериментальных данных можно принимать 2 % от веса для обработки щебня крупностью до 15 мм и 1,5 % для более крупного щебня. Тогда:

$$B_{щ} = (0,015-0,02)Щ, \quad (3.4)$$

где  $Щ$  – количество щебня в асфальтобетоне, %.

После этого готовятся три состава асфальтобетона с количеством битума, отличающимся на  $\pm 0,5$  % от расчетного, и определяются

окончательно показатели физико-механических свойств по ТНПА и дополнительно трещиностойкости и износостойкости.

Состав, наиболее полно отвечающий предъявляемым требованиям, рекомендуется производству.

### *Проектирование асфальтобетона по битумоемкости минеральных компонентов (по И. В. Королеву)*

Проектирование асфальтобетона включает [46]:

- анализ условий работы асфальтобетона в конструкции;
- выбор способа производства работ в зависимости от погодноклиматических условий района строительства;
- выбор исходных материалов с учетом их стоимости и дефицитности;
- расчет состава асфальтобетона, который включает: расчет состава минеральной части; расчет оптимального количества битума; приготовление и испытание контрольной смеси;
- составление технической документации на запроектированный асфальтобетон и выдача на производство.

Анализ условий работы асфальтобетона в конструкции, включает ознакомление с транспортными нагрузками, интенсивностью движения, максимальными уклонами на трассе, экспозицией отдельных участков, геолого-климатическими условиями на трассе и др. Для выбора способа производства работ необходимо знать, в какой период года будут вести работы на тех или иных участках трассы, и иметь сведения о средствах механизации по производству, укладке и уплотнению асфальтобетона.

Сбор данных и их анализ заканчивается выдачей технического задания на расчет состава асфальтобетона с максимальным использованием местных материалов и экономией битума.

Выбор материалов начинают с изучения местных материалов и отходов промышленности и соответствия их требованиям, предъявляемым к материалам для данного вида и типа асфальтобетона. В случае их несоответствия требованиям выбирают наиболее дешевые привозные материалы.

Состав минеральной части асфальтобетонной смеси рассчитывают по кривым плотных смесей и в результате получают минеральную смесь с минимумом пустот.

На следующем этапе определяют оптимальное количество битума в асфальтобетоне. Наиболее широко применяют метод, основанный на расчете количества битума по фактической пустотности минерального остова и заданной остаточной пористости асфальтобетона. Перспективен расчет количества битума в смеси по методу, основанному на битумоемкости минеральных компонентов асфальтобетона. Этот метод вытекает из физико-химической сущности распределения вяжущего в минеральной смеси и позволяет указать пути экономии битума при проектировании асфальтобетона. Поэтому необходимо подробно остановиться на его описании и сравнении с методом расчета количества битума по пустотности минеральной части.

При расчете оптимального количества битума по пористости минерального остова исходят из того, что поры остова следует заполнять битумом до определенной остаточной пористости. Снижение пористости минерального остова может быть достигнуто за счет увеличения количества минерального порошка. Для такой смеси потребуются битума меньше, чем в смеси с меньшим содержанием минерального порошка. Однако это противоречит данным исследований, в которых показано, что при возрастающем количестве минерального порошка и увеличивающейся при этом поверхности оптимальное количество битума должно также возрастать. Наиболее компрометирующими этот метод являются показатели, полученные при расчете количества битума на полное заполнение пор в минеральном остове асфальтобетона. Нулевой пористости асфальтобетона практически невозможно достигнуть вследствие включения воздуха. Остаточная пористость будет составлять 1–2%. Таким образом, при расчете количества битума по пористости минерального остова и остаточной пористости асфальтобетона не гарантирована точность назначения количества битума.

Необходимо отметить, что определить оптимальное количество битума для крупнозернистого пористого асфальтобетона невозможно из-за большого различия в структуре материала. Практически оптимальное количество битума для этого асфальтобетона определяется визуально по степени покрытия битумом зерен минеральной смеси.

Кроме этого прочность асфальтобетона определяется свойствами битумной пленки на минеральных зернах, а не остаточной пористо-

стью. Следовательно, при определении количества битума основная задача заключается в том, чтобы минеральные зерна были покрыты битумной пленкой оптимальной толщины. Естественно, что расчет количества битума, в котором учитывалась бы поверхность минеральных компонентов, в большей степени приближается к действительности. Поэтому более прогрессивным является расчет количества битума в асфальтобетоне в основу которого принята величина и характер поверхности минеральных материалов. Ранее установили, что на зернах формируется битумная пленка, толщина которой взаимосвязана с размером зерен, химико-минералогическим составом исходной породы и вязкостью битума. На основании этих данных разработан расчет оптимального количества битума в асфальтобетоне, базирующийся на следующих положениях.

Для каждой фракции минеральной части асфальтобетонной смеси можно установить оптимальное количество битума, которое должно являться исходным для расчета.

Поверхность зерен асфальтобетонной смеси определяется опытным путем методами, основанными на воздухопроницаемости слоя материала или расчетом.

Расчет оптимального количества битума по битумоемкости минеральных материалов производится в два этапа: определение битумоемкости каждой фракции минеральной части смеси и расчет количества битума.

По величине поверхности каждой фракции и толщине пленки битума по специальной методике определяют битумоемкость каждой фракции, входящей в состав асфальтобетона, а сумма произведений битумоемкостей отдельных фракций на доленое их содержание в смеси дает количество битума на всю смесь.

Для проверки свойств асфальтобетонной смеси приготавливают и испытывают контрольные смеси. Как правило, это три состава с различным количеством битума. В первом составе принимают рассчитанное по битумоемкости минеральных компонентов количество битума, во втором – на 0,5 % больше, а в третьем на 0,5 % меньше. После испытаний, при необходимости, вносят корректировки.

*Методика проектирования состава асфальтобетона заданного вида и структурного типа с помощью структуроуправляющих параметров Ю. В. Соколова.*

В основе методики лежит расчетный аппарат оптимизации состава асфальтобетонной смеси с экспериментальным определением характеристик исходных компонентов и конечных свойств асфальтобетона, что позволяет считать этот метод расчетно-экспериментальным.

Проектирование состава асфальтобетона включает следующие этапы:

1. Выбор вида, структурного типа и марки асфальтобетона с учетом категории дороги, характера движения автотранспорта, свойств конструктивного асфальтобетонного слоя, дорожно-климатические условия эксплуатации покрытия, свойств и качества исходных материалов.

2. Испытание исходных каменных материалов.

3. Расчет и оптимизация состава асфальтобетона заданного вида и типа.

Структура асфальтобетона рассматривается, как комплекс трех взаимосвязанных двухкомпонентных дисперсных структур тапа фаза-среда: макро-, мезо- и микроструктуры. Такой подход позволяет управлять общей структурой и свойствами асфальтобетонной смеси и асфальтобетона, воздействуя на каждую двухкомпонентную структуру посредством структуроуправляющего параметра: коэффициента раздвижки зерен щебня в макроструктуре, зерен песка в мезоструктуре, коэффициентом раздвижки зерен и объемной концентрацией минерального порошка в микроструктуре.

Прочность и устойчивость асфальтобетона при различных внешних воздействиях определяется устойчивостью пространственного каркаса из зерен щебня и песка, прочностью и клеящей способностью асфальтовяжущего, объемом и характером системы остаточных пор.

Асфальтовяжущее должно быть абсолютно плотным, т.е. битум заполняет весь объем межзернового пространства в минеральном порошке.

Наибольшая прочность асфальтовяжущего достигается при максимальном сближении зерен минерального порошка.

4. Контрольные испытания запроектированного состава асфальтобетона на соответствие требованиям ТНПА.

### *Система «СПАС» (Российская Федерация)*

Широкое распространение метод объемного проектирования получил в Российской Федерации в виде системы СПАС. В настоящее время в рамках системы СПАС разработаны и приняты документы, устанавливающие требования к минеральным материалам, битумному вяжущему, асфальтобетону, методам их испытаний, а также контролю качества готовой продукции: ГОСТ Р 58401.1, ГОСТ Р 58406.2. Переход на систему СПАС потребовал широкого одномоментного внедрения нового дорогостоящего оборудования на этапах подбора состава асфальтобетонных смесей, а также при контроле качества выпускаемых смесей и асфальтобетона, уложенного в покрытие [49].

### *Метод объемного проектирования (Республика Беларусь)*

Основным отличием метода объемного проектирования от традиционного метода подбора составов асфальтобетонных смесей, применяемого в Республике Беларусь, являются используемые в нем способы оценки свойств асфальтобетона [50]. Стандартные методы определения физико-механических свойств по СТБ 1115 являются эмпирическими и не соответствуют реальным условиям эксплуатации асфальтобетона [52], [53]. Метод Supergravel предусматривает применение фундаментальных методов определения физико-механических свойств, которые соответствуют реальным условиям эксплуатации асфальтобетона и позволяют прогнозировать срок службы асфальтобетона по соответствующему критерию. Однако переход на фундаментальные методы испытаний асфальтобетона требует применения нового дорогостоящего оборудования [54].

Несколько лет назад начато внедрение метода объемного проектирования асфальтобетонных смесей в Республике Беларусь [55]. В государственном предприятии «БелдорНИИ» был изучен опыт применения американской системы объемного проектирования Supergravel и российской системы СПАС и на его основе начата адаптация метода объемного проектирования составов асфальтобетонных смесей к условиям Республики Беларусь с учетом специфики отечественного климата, каменных и вяжущих материалов. На

начальном этапе адаптации метод объемного проектирования применен к смесям для республиканских дорог с высокой интенсивностью движения и не затрагивает местные дороги. Разработаны технические условия ТУ ВУ 190893882.017 и ДМД 33200.013, позволяющие уже сейчас производить выпуск и укладку асфальтобетонных смесей, подобранных методом объемного проектирования.

При адаптации метода объемного проектирования были учтены следующие отечественные особенности:

- свойства минеральных материалов;
- свойства вяжущего;
- климатические условия эксплуатации асфальтобетонных покрытий;
- экономические возможности предприятий дорожного хозяйства.

#### ***Свойства минеральных материалов.***

В отличие от США и Российской Федерации, имеющих богатую географию применяемых минеральных материалов, в Республике Беларусь присутствует один доминирующий материал – гранит, а основными минеральными материалами, применяемыми для приготовления асфальтобетонных смесей, являются гранитные материалы, выпускаемые РУПП «Гранит». При подборе составов асфальтобетонных смесей для устройства покрытий и оснований республиканских дорог с высокой интенсивностью движения гранитные материалы в виде щебня различных фракций (крупный заполнитель) и отсева из материалов дробления горных пород (мелкий заполнитель) используются в количестве от 90 % до 100 % от массы минеральной части смеси. Доломитовый минеральный порошок в зависимости от типа и марки смеси применяется в количестве до 10 %; пески природные, гравий, щебень из гравия, доломитовый щебень в асфальтобетонных смесях для дорог с высокой интенсивностью движения не применяются. Таким образом, свойства минеральной части асфальтобетонных смесей обусловлены свойствами гранитных материалов.

Особенностью гранитных материалов является однообразие их свойств – одинаковая истинная плотность, практически одинаковая истинная и средняя плотность, практически одинаковая средняя плотность щебня различных фракций. Также гранит является плотным материалом, практически не адсорбирующим битум.

Особенностью отсева из материалов дробления горных пород, выпускаемых РУПП «Гранит», является большое содержание в их составе частиц размером менее 0,071 мм. Среднее значение содержания частиц размером менее 0,071 мм для проанализированных проб составило 15 %, что должно учитываться при назначении количества минерального порошка в составе смеси.

Данные особенности гранитных материалов были учтены в отечественном методе объемного проектирования при расчете объемных свойств асфальтобетона и определении содержания битума в составе смеси.

### ***Свойства вяжущего и климатические условия эксплуатации асфальтобетонных покрытий.***

Республика Беларусь является государством с однородным климатом, не имеющим такого широкого температурного и влажностного варьирования как в США или Российской Федерации. Соответственно, в Республике Беларусь выбор применяемого вяжущего, а также необходимость применения модификации будут обусловлены не климатическими особенностями района строительства, а интенсивностью движения на рассматриваемом участке строительства и конструктивным положением слоя. Особенностью отечественного климата является большое количество переходов температуры через 0 °С (циклы замораживания-оттаивания) в осенне-зимне-весенний период, интенсивное использование соли при зимнем содержании дорог и большое количество осадков в течение всего года. В связи с этим коррозионным свойствам асфальтобетона необходимо уделять повышенное внимание. В американском и российском методе объемного проектирования коррозионным свойствам асфальтобетона отводится второстепенная роль – асфальтобетон должен выдерживать один цикл замораживания-оттаивания, что явно недостаточно для климата Республики Беларусь.

В ходе выполнения работ по адаптации метода объемного проектирования подобраны составы асфальтобетонных смесей типа SMA-11 в соответствии с ГОСТ Р 58401.2.

Физико-механические свойства асфальтобетонных смесей соответствовали требованиям нормативного документа по показателям: содержание воздушных пустот, содержание пустот в минеральном заполнителе, содержание пустот в крупном заполнителе, коэффициент водостойкости, стекание вяжущего, глубина колеи.



Параллельно с испытанием по ГОСТ Р 58401.2 асфальтобетонные смеси испытывались по традиционным методам испытаний согласно СТБ 1115. Результаты испытаний показали, что физико-механические свойства асфальтобетонных смесей соответствуют требованиям СТБ 1033, за исключением показателя «коэффициент морозостойкости». Полученные значения коэффициента морозостойкости находились в диапазоне от 0,61 до 0,75 при требуемом значении для щебеночно-мастичных смесей не менее 0,8 и подтверждают необходимость предъявления дополнительных требований к асфальтобетонным смесям, подобранным методом объемного проектирования.

#### ***Экономические возможности.***

Внедрение методов контроля качества выпускаемых асфальтобетонных смесей, заложенных в системе Superpave и системе СПАС, потребует применения дорогостоящего оборудования (гираторного уплотнителя, установки по определению стойкости к колееобразованию, секторного прессы и др.) во всех организациях, занимающихся выпуском асфальтобетонных смесей, так как выпуск смесей без контроля их качества невозможен. Также не представляется возможным проведение испытаний в специализированных лабораториях, оснащенных необходимым оборудованием, потому что теряется оперативность проведения контроля. Поэтому на начальном этапе адаптации объемного метода использование дорогостоящего оборудования предусмотрено только на стадии подбора состава смеси в лаборатории, а контроль качества выпускаемой продукции на производстве принято целесообразным осуществлять по традиционным методикам согласно СТБ 1115 [7] с применением стандартного оборудования.

Процедура подбора состава смеси изложена в ДМД 33200.013. Она заключается в определении состава смеси с заданными объемными свойствами, с определенной толщиной битумной пленки и определенной степенью ее структурирования мелкими частицами минеральной части смеси.

К объемным свойствам относят остаточную пористость, пористость минеральной части (остова) и количество пор, заполненных вяжущим.

В результате подбора должен быть определен состав асфальтобетона с остаточной пористостью 3 % для верхнего слоя покрытия и

4 % – для нижнего слоя покрытия и слоя основания. В отличие от зарубежных аналогов, исходя из климатических особенностей, предъявляющих повышенные требования к коррозионной стойкости асфальтобетона, в отечественном методе заданная величина показателя остаточной пористости для асфальтобетона верхнего слоя покрытия должна составлять не 4 %, а 3 %.

Процедура подбора состава смеси включает следующие основные этапы:

- отбор проб материалов;
- подготовку минеральных заполнителей;
- подбор зернового состава смеси;
- определение первоначального количества вяжущего;
- изготовление лабораторных образцов;
- определение объемных характеристик асфальтобетона;
- определение оптимального содержания вяжущего;
- определение коррозионной стойкости смеси;
- определение устойчивости смеси к появлению пластических деформаций;
- определение физико-механических свойств смеси.

#### ***Определение коррозионной стойкости.***

Коррозионную стойкость определяют расчетным методом для составов смесей для верхнего слоя покрытия с оптимальным содержанием вяжущего и требуемыми объемными свойствами.

Расчетным методом по методике СТБ 1033 определяют коэффициент водостойкости при длительном водонасыщении в агрессивной среде после 28 сут и коэффициент морозостойкости после 50 циклов замораживания-оттаивания.

Расчетный метод учитывает объемные характеристики асфальтобетона (остаточную пористость) и толщину битумной пленки, выраженную через модуль содержания вяжущего.

Расчетный метод показал хорошую корреляцию со стандартными методами определения коэффициента водостойкости при длительном водонасыщении в агрессивной среде после 28 сут и коэффициента морозостойкости после 50 циклов замораживания-оттаивания, однако позволяет существенно сократить время проведения испытания с 28–45 суток до нескольких часов.

### ***Определение устойчивости смеси к появлению пластических деформаций.***

Составы с требуемой коррозионной стойкостью испытывают на устойчивость к появлению пластических деформаций при непосредственном воздействии колесной нагрузки на установке по определению стойкости к колееобразованию.

На этапе определения устойчивости смеси к появлению пластических деформаций выбирают состав смеси с наименьшей величиной пластической деформации.

Величина пластической деформации должна удовлетворять значениям, приведенным в ДМД 33200.013, и дифференцируется в зависимости от интенсивности движения и конструктивного положения слоя.

### ***Определение физико-механических свойств смеси.***

На этапе определения физико-механических свойств смеси определяют физико-механические свойства смеси выбранного состава по стандартной методике СТБ 1115 на соответствие требованиям ТУ ВУ 190893882.017. В случае соответствия значения физико-механических свойств заносят в подбор состава смеси. Полученные значения физико-механических свойств используют при контроле качества выпускаемой смеси на заводе.

Зерновой состав выпускаемой смеси и содержание вяжущего должны соответствовать требованиям подбора и требованиям ТУ ВУ 190893882.017.

Физико-механические свойства выпускаемой смеси должны соответствовать требованиям ТУ ВУ 190893882.017.

В целом процедура подбора состава смеси учитывает все основные этапы, применяемые в зарубежных аналогах, в частности в ГОСТ Р 58401.3.

Основными отличиями отечественного объемного метода от зарубежных аналогов на стадии подбора состава смеси являются:

- возможность подбирать гранулометрический состав смеси с использованием стандартного набора сит по ГОСТ 6613 и набора сит с квадратными отверстиями по СТБ ISO 3310-1;

- при подборе гранулометрического состава смеси содержание крупного заполнителя зависит не от максимальной крупности зерна в смеси, а от интенсивности движения: при большей интенсивности движения используется большее количество крупного заполнителя при одинаковой его максимальной крупности, т. е. при использова-

нии в составе смеси для верхнего слоя 70 % крупного заполнителя, его максимальная крупность может составлять 20 мм, а не 31,5 мм как в зарубежных аналогах;

- учитывая большое количество частиц размером менее 0,071 мм, содержащихся в гранитном отсеке из материалов дробления горных пород, требуемое отношение «пыль / вяжущее» может достигаться без применения доломитового минерального порошка;

- наряду с модифицированными битумами, предусмотрена возможность применения модифицирующих добавок отечественного производства на основе резины (РБВГ) по СТБ 2440;

- большое внимание уделено коррозионной стойкости смесей для верхнего слоя покрытия;

- после определения состава асфальтобетонной смеси с требуемой коррозионной стойкостью и сдвигоустойчивостью для данного состава определяют физико-механические свойства стандартными методами по СТБ 1115. Т. е. подбор зернового состава смеси и оптимального содержания вяжущего осуществляется с применением гираторного уплотнителя и установки по определению стойкости к колееобразованию, затем для данного состава определяют физико-механические свойства стандартными методами по СТБ 1115 для возможности контроля качества на производстве также стандартными методами по СТБ 1115.

Требования к смесям и асфальтобетону, подобранным методом объемного проектирования, установлены в ТУ ВУ 190893882.017. Данные технические условия предусматривают классификацию асфальтобетонных смей, свойственную для европейских, американских и российских документов (система СПАС).

В соответствии с видом, типом и маркой смеси (определяется интенсивностью движения и конструктивным положением слоя) осуществляется выбор гранулометрического состава смеси, вида вяжущего и требований к нему, назначаются требования к физико-механическим свойствам.

Преимуществом смесей по ТУ ВУ 190893882.017 по сравнению со смесями по СТБ 1033 является то, что состав асфальтобетонной смеси подбирается под конкретные условия эксплуатации (конкретную интенсивность движения).

Например, в рамках одного и того же объекта (дороги) могут реконструироваться несколько участков с разной интенсивностью

движения. Применение одного и того же подбора состава смеси может дать хороший результат на одном участке, привести к образованию колеи на другом участке с большей интенсивностью движения и привести к удорожанию строительства на третьем участке с меньшей интенсивностью движения (например, на данном участке можно было бы использовать смесь без применения модификации). Применяя ТУ ВУ 190893882.017, можно подобрать состав смеси для каждого участка движения без образования колеи и без необоснованного увеличения стоимости асфальтобетонных смесей.

Метод объемного проектирования позволяет подобрать состав асфальтобетонной смеси, обеспечивающий требуемые долговечность и работоспособность асфальтобетонного слоя исходя из условий эксплуатации для конкретного объекта.

При подборе состава асфальтобетона данным методом учитывается влияние наиболее важных условий эксплуатации покрытия (интенсивность и условия движения автомобильного транспорта, погодные-климатические факторы) [68].

На основе опыта применения американской системы объемного проектирования Superpave и российской системы СПАС проведена адаптация метода объемного проектирования составов асфальтобетонных смесей к условиям Республики Беларусь с учетом специфики отечественного климата, каменных и вяжущих материалов.

Для подбора состава асфальтобетонных смесей используются минеральные материалы и вяжущее, соответствующие требованиям отечественных нормативных документов.

Разработанные рекомендации позволяют получить преимущества современного метода подбора асфальтобетонной смеси на производстве без существенных затрат на модернизацию имеющегося лабораторного оборудования.

### ***3.1.2. Зарубежные методики проектирования составов смесей***

*Методика подбора составов асфальтобетонных смесей Института Асфальта (США) [63]*

В настоящее время в США при подборе составов асфальтобетонных смесей применяется метод объемного проектирования Superpave [64]. Этот метод предусматривает проектирование состава

вов асфальтобетонных смесей для дорожных покрытий с повышенными эксплуатационными характеристиками [65], [66]. Он направлен на предотвращение трех основных видов разрушения покрытий: остаточных деформаций в виде пластической колеи, температурных трещин, усталостных трещин. Коррозионная стойкость асфальтобетона в данном методе затрагивается лишь поверхностно [67], [68].

Подбор состава асфальтобетонных смесей, как правило, производится эмпирическим путем на основании результатов лабораторных испытаний и их корреляцией с натурными условиями. Однако, даже точное соблюдение требований методических рекомендаций и наличие критериев подбора составов, не гарантирует практическое получение смеси с хорошими физико-механическими показателями.

В 1987 г. в рамках специальной Стратегической программы научных исследований была начата разработка новой системы спецификации битумосодержащих материалов. Конечным продуктом этих исследований стала новая система под названием Superpave (Суперпэйв): сокращение от Superior Performing Asphalt Pavements («Асфальтобетонные покрытия с повышенными технико-эксплуатационными показателями»). Superpave включает новую систему выбора и определения показателей вяжущих, детальные требования к минеральному заполнителю и принципиально новую методику подбора состава горячей асфальтобетонной смеси.

Система Superpave, как первоначально предусматривалось программой исследований, была предназначена для применения испытаний повышенной сложности и технических условий, обусловленных значительным ростом интенсивности движения и увеличением осевых нагрузок. Для автомобильных дорог со средним уровнем интенсивности движения самым оптимальным вариантом была определена методика подбора состава асфальтобетона объемным способом, для дорог с более высокой интенсивностью было принято решение ввести дополнительные предельные требования к технико-эксплуатационным параметрам покрытия. Для таких дорожных объектов необходимо проводить комплекс испытаний с целью определения фундаментальных механических свойств уплотненных образцов смеси. Первоначально планировалось вводить эти показатели смеси в модели физико-механического поведения материала, разработанные в процессе реализации вышеуказанной Стратегической программы. Предполагаемым конечным продуктом должен

был стать прогноз различных типов дефектов покрытия в зависимости от срока службы или транспортных нагрузок. Однако результаты исследований, проведенных под эгидой Мэрилендского университета показали, что некоторые испытания физико-механических показателей и прогнозные модели содержат упущения и ошибки. В настоящее время ведутся работы, направленные на устранение выявленных недостатков. Кроме того, разрабатывается компьютерная программа, являющаяся составной частью стандартной методики подбора состава смеси. С помощью данной программы можно будет произвести интеграцию всех составных частей системы и получить прогнозные показатели, характеризующие основные свойства а/б смесей.

Спецификации Supergrave на вяжущее и система подбора состава а/б смеси включает различное оборудование для испытаний, методы испытаний и критерии. Уникальной особенностью системы Supergrave является то, что она основана на показателях физико-механического поведения асфальтобетонной смеси. Все испытания и анализы имеют прямую связь с натурными условиями эксплуатации. Методики испытаний вяжущего в системе Supergrave позволяют определить физические свойства, которые посредством инженерных принципов можно напрямую связать с работой в составе покрытия. Испытания проводят при температурах, соответствующих реальным условиям эксплуатации покрытия.

Данная методика включает выбор битума и щебня, удовлетворяющих требованиям Supergrave, с последующим проведением волюметрического анализа образцов асфальтобетонной смеси, уплотненных с помощью вращающегося пресса (гиратора).

Методы подбора составов в системе Supergrave зависят от уровня транспортных нагрузок на покрытие, для которого подбирается состав асфальтобетонной смеси. Метод, называемый волюметрическим (объемным) подбором состава, можно использовать для всех дорожных объектов. Он включает уплотнение образцов с помощью вращательного пресса и выбор содержания битума на основе требований волюметрического подбора.

Физико-механические показатели асфальтобетонной смеси после укладки зависят от ее характеристик, обусловленных процессом смешивания и уплотнения. В этой связи в системе Supergrave учитываются факторы краткосрочного старения. Для этого образцы рых-

лой смеси до уплотнения вращательным прессом, подвергают искусственному старению, помещая в сушильный шкаф и моделируя условия, которые имеют место в процессе производства дорожных работ. Первоначально период старения в лабораторных условиях установили на уровне 4 часов при температуре 135 °С, однако в последующем этот показатель был пересмотрен и доведен до 2 часов при температуре уплотнения.

Разработанные новые методы лабораторных испытаний и модели прогнозирования физико-механических показателей для асфальтобетонных смесей являются одним из важнейших конечных продуктов стратегической программы исследований в области асфальтобетонов. В настоящее время эти методы и модели совершенствуются. Лабораторные испытания дают возможность получить детальные прогнозы реальных физико-механических показателей покрытия, а также определить срок службы данной асфальтобетонной смеси с учетом эквивалентных нагрузок, приведенных к одиночной оси.

#### *Традиционные методы проектирования асфальтобетонных смесей в Великобритании*

До 1945 года основные требования к дорожным покрытиям устанавливали, что они должны быть дешевыми и долговечными. В то время большинство местных дорог и многие магистральные дороги были устроены с асфальтобетонным покрытием в соответствии с Британским Стандартом BS 1621. В послевоенные годы сроки службы этих покрытий значительно уменьшились, поскольку интенсивность движения возросла. Инженеры понимали, что увеличение долговечности будет достигнуто только в том случае, если будут использоваться плотные, непроницаемые смеси. В результате более широкое распространение получил укатываемый асфальт по BS 594 для магистральных дорог, и были разработаны плотные асфальтобетонные покрытия, которые появились в BS 1621 1961 года издания.

Так как в середине шестидесятых интенсивность движения и нагрузка на ось транспортных средств на дорогах в Великобритании сильно увеличились, то в начале семидесятых было осознано, что смеси, которые до настоящего времени работали удовлетворитель-



но, стали деформироваться под увеличивающимся количеством более тяжелых транспортных средств.

Таким образом, чтобы выдержать нагрузки, создаваемые современным дорожным движением, битумные смеси должны соответствовать широкому диапазону требований, в частности они должны обладать способностью:

- сопротивляться постоянной деформации;
- сопротивляться усталостному трещинообразованию;
- хорошо укладываться и уплотняться доступным оборудованием;
- быть непроницаемыми, защищать более низкие слои дороги от воды;
- быть долговечными, сопротивляться воздействию транспорта и погодно-климатических факторов;
- увеличивать прочность дорожной одежды;
- не создавать трудностей в процессе содержания, и наиболее важно, они должны быть рентабельны.

В дополнение к вышесказанному, материалы верхнего слоя также должны соответствовать следующим требованиям взаимодействия шины с покрытием:

- обеспечивать стойкую к заносу поверхность при всех погодных условиях;
- иметь приемлемый уровень сопротивления качению;
- обеспечивать приемлемый уровень шума;
- обеспечивать приемлемую ровность поверхности.

Этот список основных требований демонстрирует необходимость оптимального состава смесей, чтобы гарантировать требуемую работу, не тратя впустую ценные и ограниченные ресурсы. Таким образом, традиционные смеси просто не соответствуют условиям дорог с интенсивным движением. Потребность производить материалы, которые соответствовали бы вышеуказанным требованиям, привела к переоценке методик проектирования смесей, и, в конечном счете, к включению процедуры проектирования по Маршаллу в BS 594:1973, который был с тех пор заменен на BS 598:1985.

Цель проектирования смесей состоит в том, чтобы создать экономичный материал с использованием местных ресурсов, который удовлетворял бы техническим требованиям, то есть проектировать

смесь с оптимальными для данных условий службы, а не с максимально достижимыми характеристиками.

Технические требования к составу смеси разделяют в зависимости от их гранулометрического состава и методов приготовления, укладки и уплотнения. Требования к составу просты в использовании и применимы ко всем типам смесей. Они базируются на опыте использования известных составов, которые хорошо показали себя на практике и, если имеются данные о практическом применении различных составов смесей, то не трудно определить смесь, наиболее подходящую для данных условий. Обычно не возникает трудностей при приготовлении смеси по подобранному составу, и относительно легко проверить ее соответствие требованиям. В результате большинство технических требований в Великобритании базируются на проектировании смесей на основе подбора состава.

Однако подбор состава имеет множество серьезных ограничений. Условия движения, климата и другие факторы, которые воздействуют на смесь, почти наверняка не будут такими же как во время подбора состава. Могут понадобиться такие изменения компонентов смеси, которые никогда не производились ранее. Если такие модификации смеси необходимы, то невозможно оценить какими они должны быть или какой они дадут эффект.

Проверка соответствия состава смесей требованиям относительно проста. Однако невозможно оценить практическое значение незначительного отклонения от требований. В то время как важность соблюдения требований в процессе контроля качества очевидна, можно предположить, что любая смесь, имеющая отклонения от требований является дефектной в той или иной степени. Ошибочность данного предположения без определения технических свойств хорошо иллюстрирована недавним развитием асфальтобетонных покрытий для тяжелых условий работы (HDM), которые изготавливались, используя битумы с пенетрацией 50° и содержанием минерального порошка 7–11 %, и плотных асфальтобетонных покрытий, которые изготавливались, используя битумы с пенетрацией 50° (DBM 50). Названные смеси не удовлетворяют недавно замененному изданию BS 4987 и ранее были бы отклонены, как несоответствующие нормам. Однако в лабораторных и натурных испытаниях они показали, что могут выдержать большую нагрузку

и быть более рентабельными, чем традиционные плотные асфальтобетонные покрытия.

Таким образом, совместное рассмотрение степени и характера отклонения состава от требований вместе с обращением за помощью к лабораторной и / или натурной оценке технических свойств рассматриваемой смеси может привести к предотвращению ненужных затрат для укладываемых материалов, незначительно отклоняющихся от требований к составу. Кроме того, требования к составу имеют тенденцию ограничивать использование дешевых местных материалов. Данное ограничение может привести к неоправданным расходам. Основа требований – кривые гранулометрического состава, однако, эти кривые не принимают во внимание свойства поверхностей частиц материалов и характер взаимодействия их между собой.

Проектирование битумных смесей включает выбор типа заполнителя, гранулометрического состава, вязкости битума и определение содержания битума, которое позволит получить технические свойства смеси, необходимые во время эксплуатации. Большинство исследований в этой области было направлено на методы расчета проектного содержания битума, тогда как в технических требованиях содержание битума было приведено исключительно на основе опыта. В «проектных» методах содержание битума полностью или частично базируется на результатах, полученных в том или другом лабораторном испытании.

Чтобы запроектировать битумную смесь в лаборатории, с целью создания требуемой плотности и получения необходимых технических свойств, желательно подготовить образцы, которые бы воспроизводили материал, который будет использоваться на практике настолько близко насколько это возможно. На свойства смеси значительно влияют характеристики компонентов, которые не могут быть оценены по кривым гранулометрического состава, которые предполагают одинаковую форму частиц, ровность поверхности и вес. Испытание уплотненных образцов позволяет определить эти характеристики компонентов. В идеале образцы должны быть уплотнены, так же как и материалы в покрытии, укаткой до плотности, равной той, что достигается при движении транспорта в течение всего срока службы. Однако данный подход не применяется ни в одной текущей методике проектирования смеси. Образцы, для стандартного проектирования смеси уплотняются ударным спосо-

бом. Укатка имеет тенденцию ориентировать удлиненные и сплюснутые частицы так, чтобы их наибольшие размеры были горизонтальны. Таким образом, укатанные образцы более анизотропны, чем уплотненные ударным способом.

### *Проектирование состава смесей по методу Института Асфальта*

При проектировании смесей непрерывного гранулометрического состава цель состоит в том, чтобы получить плотную смесь с высокой прочностью, но с достаточными пустотами между частицами, чтобы оставить место для такого количества битума, которое необходимо для достижения пластичности, долговечности и удобоукладываемости, без снижения сопротивления сдвиговым деформациям.

Наиболее широко используемый метод для разработки смесей непрерывного гранулометрического состава – это метод Института Асфальта. Основные положения этого метода изложены ниже.

Содержание компонентов подбирается таким образом, чтобы обеспечить пористость от 16 % до 19 %, что гарантирует, наличие пустот для размещения битума, и обеспечивает требуемую остаточную пористость. Если пустот слишком мало, смесь будет не способна удержать требуемое количества битума, и будет недостаточно долговечна. Если пустот слишком много, материал будет водопроницаем, что в свою очередь также снизит его долговечность. Пористость может быть ликвидирована добавлением дополнительного количества битума, но это приведет к снижению сопротивления деформации и будет неэкономным. Кривая гранулометрического состава с максимальной плотностью может быть определена, используя формулу Фуллера.

Нижбойер делал смеси с компонентами, подобранными по данной кривой, но при изменяемом значении  $n$ , и показал, что самые плотные смеси были получены при  $n$  от 0,4 до 0,5. При  $n = 0,45$  оптимальное содержание щебеночных частиц с максимальным размером 18 мм 60 %, а щебеночных частиц с максимальным размером 12 мм – 52 %.

Первая стадия в процессе проектирования – это высушивание, сортировка и смешивание минерального материала в пропорциях, необ-

ходимых для получения требуемого состава. После этого определяют плотность сухого материала, плотность и пористость смеси.

Количество битума, которое добавляют к смеси в идеале должно соответствовать пустотности смеси и составляет от 3 % до 5 %. Если добавляется слишком много битума, то в результате воздействия транспортной нагрузки лишний битум будет выступать на поверхности, делая ее скользкой. Избыток битума также может привести к гидростатическому давлению в теле покрытия, уменьшая его прочность. Если добавляется недостаточное количество битума, то вода и воздух попадают в смесь, что приводит к старению битума и образованию трещин.

Обычно приготавливается пять смесей с приращением содержания битума на 0,5 % или на 0,5 % в каждой сторону от оцененного оптимального содержания битума. Изготавливается по четыре образца с каждым содержанием битума. Уплотнение выполняется стандартным оборудованием с 35, 50 или 75 ударами по каждой стороне образца, в зависимости от прогнозируемой интенсивности движения. Образцы взвешиваются на воздухе и в воде, чтобы определить объемный удельный вес уплотненной смеси. Для каждого содержания битума определяют следующие свойства смеси (среднее значение из четырех):

- объемный удельный вес уплотненной смеси (плотность смеси);
- плотность уплотненных компонентов (скелета);
- теоретическая максимальная плотность смеси;
- пористость перемешанных компонентов;
- теоретическая пористость смеси (предполагают, что битум не поглощается минеральными компонентами).

Далее образцы испытывают на специальном оборудовании и определяют среднюю прочность (устойчивость) по Маршаллу и текучесть для каждого содержания битума. Строятся пять графиков – зависимость стабильности, текучести, плотности смеси, пористости смеси и пористости компонентов от содержания битума. Из этих графиков берут три содержания битума, которые соответствуют максимальному значению прочности, максимальному значению плотности смеси и необходимому значению пористости смеси. Оптимальное содержание битума берется как среднее значение. Значения текучести и пористости компонентов определяются по графикам по полученному значению содержания битума и сравниваются

с допустимыми значениями. Если не все требования выполнены, процедура должна быть повторена с соответствующим изменением состава.

Если все свойства удовлетворительны, необходимо произвести коррекцию пористости из-за возможности поглощения битума. «Теоретические» пустоты в смеси определяются, используя относительную плотность минеральных компонентов, определенную способом высушивания. При этом предполагается, что битум не поглощается минеральными материалами. Однако, в некоторых компонентах происходит существенное поглощение. Один из самых надежных способов определить поглощение битума базируется на методе Риса. Этот метод позволяет определить максимально возможную плотность смеси. Образец смеси нагревают и разбивают на мельчайшие части, так, чтобы как можно больше закрытого в порах воздуха могло выйти наружу. Затем образец взвешивают на воздухе и в воде, по результатам рассчитывается максимальная плотность смеси. Разница между этим значением и максимальной плотностью смеси, рассчитанной с учетом известного содержания битума, минеральных компонентов и их плотности, является мерой количества битума, поглощенного компонентами.

Требования к характеристикам, определенным по методу Маршалла рекомендованные Институтом Асфальта для дорог и аэродромов приведены в нормативной документации.

В Великобритании смеси непрерывного гранулометрического состава, которые обычно используются только для покрытий аэродромов, разрабатываются, используя модификацию метода Института Асфальта. Метод Департамента окружающей среды (DoE) отличается несколькими небольшими, но существенными деталями. В методе DoE фактическая максимальная теоретическая плотность не определяется и вместо пустот между перемешанными компонентами, определяются пустоты, заполненные битумом. Другое существенное различие – то, что поглощение битума оценивается, используя стандартную (допустимую) относительную плотность, относительную плотность, определенную методом высушивания и способность компонентов поглощать воду. Если водопоглощение компонентов меньше чем 1 %, все расчеты производятся, используя стандартную относительную плотность, то есть предполагается, что поглощение битума является равным водопоглощению. Если водо-

поглощение больше чем 1 %, то используется среднее значение стандартной относительной плотности и относительной плотности, определенной методом высушивания, то есть принимается, что поглощение битума в два раза меньше водопоглощения.

Строятся пять графиков – зависимость прочности, текучести, максимальной относительной плотности, пористости смеси и пор, заполненных битумом от содержания битума. По этим графикам получают четыре содержания битума, соответствующие максимальной прочности, максимальной относительной плотности и требуемой пористости, а также количества пор, заполненных битумом. Оптимальное содержание битума принимается как среднее этих четырех значений. Значение текучести принимают по графику в зависимости от оптимального содержания битума и сравнивается с допустимым значением.

### *Проектирование смесей прерывистого гранулометрического состава по асфальтовяжущему (Великобритания)*

Смеси прерывистого гранулометрического состава на протяжении многих лет использовались для покрытий магистральных дорог в Великобритании, их составы были определены в соответствии с требованиями BS 594. Издание BS 594 1973 года содержало традиционные требования к составу: содержание крупного и мелкого заполнителя, определялось отдельно от содержания битума и минерального порошка, которое было указано в таблицах, детализирующих альтернативные составы.

В дополнение к требованиям к составу BS 594:1973 вводил возможность использования испытания по Маршаллу, чтобы оценить содержание битума, требуемое для оптимизации свойств смеси мелкого заполнителя (песка) с минеральным порошком (МП). Эти два компонента смешиваются в отношении 6:1 по массе и готовятся образцы с различным содержанием битума, обычно от 8,0 % до 12,0 % с приращением на 0,5 %. По результатам испытаний строятся три графика – зависимость стабильности, плотности смеси и плотности компонентов от содержания битума. Находятся три содержания битума, соответствующие максимальным значениям, и среднее из этих трех значений берется как оптимальное содержание битума для смеси песка с МП. К песку и МП добавляется щебень в

таком количестве, чтобы состав соответствовал стандартам, и содержание битума для смеси со щебнем рассчитывается по математической формуле. Ограничения накладываются на минимально допустимое содержание битума.

Недостатки этого метода следующие:

- смесь песка с МП в соотношении 6:1 может не быть оптимальной;
- хорошая работа асфальтовяжущего не может быть достаточным признаком допустимого поведения соответствующего укатываемого асфальта с каменным заполнителем;
- вычисление содержания битума для укатываемого асфальта с каменным заполнителем по эмпирической формуле не может быть оптимальным;
- стабильность, плотность смеси и плотность уплотненных компонентов – это только часть требуемых свойств и они не показывают истинную картину о прочности и пористости материала.

В 1979 Департамент Транспорта выпустил Ведомственный Стандарт HD/2/79, который требовал, чтобы для всех магистральных дорог и автострад, с интенсивностью больше 250 тяжелых транспортных средств по полосе в сутки, использовался данный метод проектирования. Было наложено ограничение на минимально приемлемое содержание битума в асфальтовяжущем в 9,2 %, это ограничение отражало сомнения в долговечности материала с низким содержанием битума. Стандарт HD/2/79 также впервые вводил требования к стабильности и текучести для различных категорий движения.

### *Проектирование смесей прерывистого гранулометрического по BS 598:1985*

Издание BS 598 1985 года отошло от традиционного подхода к определению состава по принципу разделения мелкого и крупного заполнителя и ввело метод подбора гранулометрического состав «все в одном». Сведение в таблицу альтернативных составов и содержаний битума было сохранено. BS 598:1985 вводил альтернативный метод разработки состава смеси; на этот раз оценивалась вся смесь, включая крупный заполнитель. Кратко, метод состоит в испытании трех образцов с разным содержанием битума, с приращением на 0,5 % от минимального содержания битума в 9 %. По



результатам испытаний строятся четыре графика – зависимость стабильности, текучести, плотности смеси и плотности уплотненных компонентов от содержания битума. Определяются три содержания битума, соответствующие максимальным значениям стабильности, плотности смеси и плотности уплотненных компонентов, и среднее из этих трех значений принимается в качестве оптимального содержанием битума. Чтобы определить «проектное» содержание битума, к оптимальному содержанию битума добавляется эмпирический коэффициент, равный 0,7 % для смеси, содержащей 30 % крупного заполнителя. Содержание битума, указанное для окончательного состава смеси называют целевым содержанием битума. Целевое содержание битума – это проектное содержание битума плюс (если необходимо) некоторое количество битума для «обеспечения таких свойств, как удобоукладываемость и долговечность». Это дополнительное количество битума обычно составляет от 0 % до 1,0 %. Таким образом, фактическое целевое содержание битума может быть не более чем на 1,7 % выше оптимального содержания битума, определенного в соответствии с процедурой проектирования по Маршаллу.

Метод проектирования 1973 года не предусматривает измерения пористости, а метод 1985 года описывая метод вычисления пористости, не дает указаний относительно ее использования.

В части в BS 594 1985 года издания есть только ограниченное руководство по критериям проектирования. Инженеру оставлена возможность использовать свои знания по всем существующим требованиям в отношении проектирования смесей.

### *Проектирование состава асфальтовой смеси по Финским нормам на асфальт 2000*

Проектирование смеси может выполняться следующими способами: методом функционального проектирования, эмпирического проектирования или эмпирического проектирования с оптимизацией по степени заполнения пор. Метод проектирования выбирается по классу проектирования (A-D) в зависимости от скорости движения транспортных средств и их суточной интенсивности. Толщина слоя покрытия должна быть минимум в 2 раза больше размера максимального зерна каменного материала.

Проектирование состава эмпирическим способом. Эмпирическое проектирование состава смесей обуславливает обеспечение их качества на основе требований и контрольных данных содержания вяжущего, зернового состава и свойств материалов. При этом необходимо знать свойства исходных материалов. Состав смеси должен соответствовать контрольным данным (нормативным кривым зерновых составов).

Минеральные материалы и вяжущее выбирают такими, чтобы обеспечить требуемое качество асфальтовой смеси и покрытия с учетом экономического фактора. Обычно главным критерием выбора минерального материала является износостойкость, в дальнейшем – сдвигустойчивость. Прочность каменного материала выбирается в зависимости от условий движения.

Для наивысшего класса по интенсивности движения не используется способ эмпирического проектирования. В качестве вяжущего необходимо использовать наиболее мягкое вяжущее из условия обеспечения сдвигустойчивости.

В процессе проектирования и непосредственно до начала работ по укладке кроме материалов выбирается также контрольная кривая грансостава минерального материала или более узкие контрольные зоны (в нормативных пределах). Контрольная рабочая кривая или контрольная зона кривой выбирается таким образом, чтобы она отвечала по форме границам контрольной зоны. Кроме этого необходимо принимать во внимание некоторое дробление зерен материала в процессе приготовления смеси.

Покрытие, которое должно противостоять износу и деформации, должно иметь грансостав смеси ближе к нижней границе кривых. Такие покрытия используются на участках с большим движением. Плотное и относительно гладкое покрытие получают путем проектирования смесей ближе к верхней границе кривых. Такие покрытия применяют, например, на тротуарах, велосипедных дорожках и во дворах. Большое значение имеет максимальный размер зерен в обоих случаях. Покрытие с меньшим размером зерен имеет большую погодостойкость за счет большего содержания вяжущего.

Содержание вяжущего назначают путем интерполирования, учитывая предыдущий опыт с данным минеральным материалом, в пределах контрольных значения в зависимости от расположения фактической гранулометрической кривой в контрольной зоне. Если

истинная плотность каменных материалов отличается от значения  $2700 \text{ кг/м}^3$ , то содержание вяжущего корректируется. В случае использования каучукобитумного вяжущего, его содержание должно быть больше на 0,2 % по сравнению с обычным битумом.

Эмпирическое проектирование с оптимизацией заполнения пор вяжущим. Эмпирическое проектирование может быть дополнено оптимизацией степени пор минерального материала вяжущим (в пределах ограниченных нормами). После предварительного выбора материала определяется пористость используемого минерального материала.

На следующем этапе изготавливаются смеси для испытаний и образцы с выбранным содержанием вяжущего, а также со значениями, близкими к этому. Смеси для испытания уплотняют и определяют их максимальную плотность с дальнейшим определением пористости и степени заполнения пор вяжущим.

Функциональное проектирование. Основой для проектирования состава функциональным методом являются требования по свойствам и качеству асфальтобетона (сдвигоустойчивость, износостойкость, морозостойкость, трещиностойкость и т. д.), а также ориентировочные контрольные составы. В зависимости от уровня функциональных требований подбирают материалы, например, класс минерального материала. Затем назначают 2–5 вариантов компонентного состава смеси, с тем, чтобы выровнять гранулометрическую кривую и привести свойства и структуру асфальтобетона в соответствии с требованиями.

Затем изготавливают смеси для испытаний и образцы и определяют их функциональные свойства с помощью различных испытаний. Образцы из плотных смесей и щебеночно-мастичных испытывают на износостойкость и сдвигоустойчивость, проверяют водостойкость и при необходимости определяют другие функциональные свойства. Для мягких асфальтобетонов важно определить водостойкость. Функциональные качества не следует определять заново отдельно, если используются материалы с одинаковыми свойствами и одинаковые составы смесей, которые ранее были признаны соответствующими требованиям к качеству.

Если качество испытываемого асфальтобетона (асфальта) не отвечает требованиям, его следует улучшить, изменяя кривую грансостава или материалы, или их соотношение. Дополнительные испы-

тания проводят до тех пор, пока качество не соответствует требованиям. Если при этом остается несколько вариантов, для значения грансостава и содержания вяжущего выбирают то, которое наиболее соответствует требованиям. Компонентный состав смеси выбирают на основе технико-экономических расчетов по минимуму приведенных годовых затрат.

### ***3.1.3. Результаты обзора и выводы***

Методики проектирования составов асфальтобетонных смесей, разработанные в СССР и на постсоветском пространстве, основаны в основном на подборе материала, отвечающего требованиям нормативных документов.

Однако, как правило, эти методики не учитывают реальные условия работы асфальтобетонных слоев (транспортные, погодноклиматические, расположение слоя в конструкции и т. д.) и в заключительном итоге невозможно провести предварительный прогноз сроков службы материала в конструкции.

Зарубежные методики учитывают условия работы материала в дорожной конструкции (Великобритания, Финляндия, США), однако все выкладки имеют строго эмпирический характер и не могут быть напрямую использованы для условий Республики Беларусь.

Методика Supergrave, может реализовываться в качестве программного комплекса, что увеличивает оперативность проведения подборов смесей. Однако ее недостатком является то, что асфальтобетон подбирается по характеристикам уплотненной смеси (плотность, пустотность, объем пор, заполненных вяжущим и т. д.) при ее специфическом уплотнении (при помощи вращающегося пресса). При этом недостаточно уделено внимания физико-механическим характеристикам асфальтобетона (финская методика с этой точки зрения является предпочтительной).

### **3.2. Правила подбора составов смесей, устойчивых к образованию дефектов на покрытии**

Поскольку система объемного проектирования требует дополнительного оборудования, то возможной мерой является подбор состава смесей, устойчивых к образованию дефектов на покрытии.

Подбор состава смеси, устойчивой к деструкции, заключается в последовательном выполнении следующих этапов:

- определение свойств исходных материалов и соответствия их требованиям технических нормативных правовых актов;
- расчет зернового состава минеральной части смеси;
- приготовление смеси и изготовление образцов в лаборатории;
- определение оптимального содержания битума;
- определение соответствия физико-механических свойств смеси подобранного состава предъявляемым требованиям;
- определение устойчивости смеси подобранного состава к деструкции.

Исходные материалы для приготовления смеси должны соответствовать требованиям действующих нормативных документов.

При назначении исходных материалов для приготовления смесей рекомендуется учитывать возможность предварительного дозирования на асфальтосмесительной установке каждого материала отдельным питателем.

Для приготовления смесей в качестве крупного заполнителя следует применять крупный заполнитель из изверженных горных пород со значением показателей: категория по значению коэффициента Лос-Анджелес – не ниже LA30, категория по значению коэффициента пластинчатости (формы зерен) – не ниже FL15 (SL)15; щебень из плотных горных пород со значением показателей: марка по дробимости – не ниже 1200, марка по истираемости не ниже И-1, группа по содержанию зерен пластинчатой (лещадной) и игловатой формы – не ниже 2, марка по морозостойкости – не ниже F50; щебень из изверженных горных пород со значением показателей: марка – не ниже Л15, марка по сопротивлению дроблению и износу – не ниже И-1, марка по морозостойкости – не ниже F50; щебень кубовидный из плотных горных пород со значением показателей: марка по дробимости – не ниже 1200, марка по истираемости – не ниже И-1, марка по морозостойкости – не ниже F200.

Максимальная крупность заполнителя в составе смеси назначается в зависимости от толщины укладываемого асфальтобетонного конструктивного слоя.

Для приготовления смесей в качестве мелкого заполнителя следует применять отсеы дробления горных пород со значением пока-

зателя «полные остатки на сите 0,63 мм» не более 15 %. Модуль крупности мелкого заполнителя должен быть не менее 2,0.

В качестве наполнителя для приготовления смесей следует применять активированные и неактивированные минеральные порошки. В минеральной части плотных смесей не менее 50 % зерен мельче 0,071 мм должны составлять зерна наполнителя.

При расчете зернового состава смеси следует учитывать следующие факторы:

а) если подбор состава смеси выполняется впервые, то целесообразно принять средние значения величины содержания крупного заполнителя и наполнителя для данного типа смеси;

б) при расчете зернового состава смеси необходимо учитывать, что часть содержащихся в минеральном материале зерен мельче 0,071 мм при нагреве в сушильном барабане выдувается и оседает в системе пылеулавливания. Эти пылеватые частицы могут либо удаляться из смесительной установки, либо дозироваться в нее в соответствии с подбором. Порядок использования частиц пылеулавливания оговаривается в технологическом регламенте на приготовление смеси с учетом качества материала и особенностей конструкции асфальтосмесительной установки;

в) масса минеральной части в составе смеси принимается за 100 %, а содержание битума рассчитывается в процентах от массы минеральной части.

При приготовлении смеси в лаборатории минеральные материалы предварительно высушивают до постоянной массы. Допускается предварительное разделение минеральных материалов по фракциям.

Температурный режим приготовления смесей должен соответствовать требованиям нормативных документов для данных смесей.

Минеральные материалы в требуемом количестве помещают в емкость, нагревают, периодически перемешивая, до требуемой температуры. Добавляют без предварительного нагрева минеральный порошок и модифицирующие добавки. К минеральным материалам добавляют вяжущее, предварительно нагретое в отдельной емкости до требуемой температуры.

Компоненты смеси предварительно перемешивают с вяжущим вручную, а затем в лабораторной мешалке, оборудованной обогревающим устройством. Перемешивание считают законченным, если

все зерна минерального материала равномерно покрыты вяжущим и в готовой смеси не обнаруживаются отдельные сгустки вяжущего.

После завершения перемешивания, перед изготовлением образцов, смесь термостатируют не менее 30 мин при температуре изготовления образцов.

Для каждого зернового состава смеси делают несколько (обычно три) замесов с различным содержанием битума. Рекомендуемый шаг изменения содержания битума в подбираемом составе смеси – от 0,2 % до 0,5 %. Минимальное количество битума в составе плотной смеси назначается из условия соответствия свойств смеси требованиям по показателям: коэффициент водостойкости при длительном водонасыщении в агрессивной среде после 14 суток, коэффициент водостойкости при длительном водонасыщении в агрессивной среде после 28 суток, коэффициент морозостойкости после 50 циклов замораживания-оттаивания.

Первоначально готовят пробные замесы смеси, изготавливают не менее трех образцов для определения значений показателей физико-механических свойств смесей (средней плотности, пористости минерального остова, остаточной пористости, водонасыщения, набухания, предела прочности при сдвиге при температуре 50 °С или предела прочности при сжатии при температуре 50 °С) и определения соответствия полученных значений показателей предъявляемым требованиям.

По полученным данным для каждого зернового состава строится график зависимости физико-механических свойств смеси от содержания битума.

По графику, в соответствии с нижним и верхним пределами нормируемых показателей, устанавливают область, в пределах которой указанные выше показатели соответствуют требованиям [70]. На границах этой области значения содержания битума в составе смеси являются предельными. Как правило, оптимальным считается среднее значение из двух предельных значений содержания битума в смесях, соответствующих требованиям технических нормативных правовых актов.

Если ни один из замесов данного зернового состава при любом содержании битума не соответствует требованиям, то зерновой состав исключается из дальнейшей работы по проектированию состава смеси.

Из смеси подобранного состава с оптимальным содержанием битума изготавливается необходимое количество образцов для определения всех нормируемых для данной смеси физико-механических показателей и устойчивости смеси к деструкции в соответствии с требованиями ТНПА и настоящих правил.

Показатели свойств смеси, полученные в результате испытаний, должны соответствовать требованиям нормативных документов и настоящих правил, в противном случае смесь исключается из дальнейшей работы.

Если ни один из составов смеси по физико-механическим свойствам и устойчивости к деструкции не соответствует требованиям и настоящих правил, необходимо повторить процедуру подбора с использованием других исходных материалов.

Если несколько составов смеси соответствуют требованиям и настоящим правилам, необходимо определить состав, обладающий большей устойчивостью к деструкции.

Устойчивость смеси для устройства верхнего слоя покрытия к деструкции определяют по показателям: истираемость, пластическая деформация и коррозионная стойкость.

Устойчивость смеси для устройства нижнего слоя покрытия и верхнего слоя основания к деструкции определяют по показателю «пластическая деформация».

Если по нижнему слою покрытия или верхнему слою основания будут передвигаться транспортные средства (кроме построечного транспорта), для этих слоев необходимо определять устойчивость смеси к истираемости.

Если по нижнему слою покрытия или верхнему слою основания в зимний период (период года, характеризующийся установившейся среднесуточной температурой воздуха ниже 5 °С зимой и весной или ниже 10 °С осенью (ориентировочно – с ноября по март месяц включительно)) будут передвигаться транспортные средства (кроме построечного транспорта), необходимо определять коррозионную стойкость плотной смеси для этих слоев.

Устойчивость смеси к истираемости определяется на круге истирания.

Пластическая деформация определяется при циклическом воздействии колесной нагрузки при температуре 50 °С.

Для оценки коррозионной стойкости смеси определяют значения модуля упругости асфальтобетонных образцов после заданного ко-



личества циклов замораживания-оттаивания. По полученным результатам определяется количество циклов замораживания-оттаивания, при котором значение модуля упругости асфальтобетона уменьшается в два раза.

Допустимое количество циклов замораживания-оттаивания, при котором значение модуля упругости асфальтобетонных образцов уменьшается в два раза, должно быть не менее 500.

### **3.3. Рекомендации по повышению усталостной прочности на стадии подбора состава асфальтобетонной смеси**

Подбор состава асфальтобетонной смеси рекомендуется выполнять по правилам, изложенным в пункте 3.3, при этом коэффициент запаса из условия усталостной долговечности,  $K_3$ , вычисляют по формуле:

$$K_3 = \frac{D_{п}}{D_{кр}} . \quad (3.5)$$

где  $D_{п}$  – прогнозируемая усталостная повреждаемость асфальтобетона вновь устроенного слоя покрытия, %, определяют по приложению А ДМД 02191.2.042;

$D_{кр}$  – критическая усталостная повреждаемость асфальтобетона, %, определяют по таблице 1 ДМД 02191.2.042.

При выборе исходных материалов необходимо руководствоваться требованиями соответствующих технических нормативных правовых актов.

При использовании в качестве крупного заполнителя щебня марки М1000 и М800 по дробимости рекомендуется вводить следующие ограничения на содержание зерен щебня пластинчатой (лещадной) и игловатой форм, определенное по ГОСТ 8269.0:

- для щебня фракции 5–10 мм – до 15 %;
- для щебня фракции 10–20 мм – до 8 %.

Наибольшее влияние на усталостную долговечность асфальтобетона оказывает содержание битума, при этом оптимальное соотно-

шение битума к минеральному порошку при подборе состава смеси следует принимать в диапазоне 0,59–0,65.

Рекомендуемое содержание пылеватых частиц в песке, определенное по ГОСТ 8735:

- для песка из отсевов дробления – не более 10 %;
- для песка природного – не более 3 %.

При выборе вида вяжущего для приготовления асфальтобетонной смеси рекомендуется применять битум марок БНД 60/90, БНД 90/130 по СТБ 1062 (с глубиной проникания иглы при температуре 25 °С не более 100) или модифицированный битум марок БМА 50/70, БМА 70/100 по СТБ 1220, а также учитывать рекомендации ДМД 02191.9.004.

#### **3.4. Учет реологических характеристик асфальтобетонов при обеспечении усталостной долговечности и долговременной прочности дорожных конструкций**

В настоящее время нет достоверного решения задачи нормирования и оценки показателей усталости и циклической долговечности асфальтобетонов дорожных. Причиной сложившейся ситуации является отсутствие корреляции между расчетными характеристиками материалов и процессом развития соответствующих деформаций в реальных дорожных конструкциях. Требуется сложный эксперимент, результат которого зависит от многочисленных факторов, определяющих воздействие транспорта, климата, технологических особенностей строительства (ремонта) и др. Результаты расчетов предельного количества циклов до разрушения зачастую могут отличаться в десятки и сотни раз. В большинстве случаев необходимы длительные испытания, что затрудняет возможность оперативного контроля качества асфальтобетонов, например, в производственных условиях и требуется дорогостоящее оборудование. Таким образом, затрудняется возможность унификации критерия и его использования при нормировании показателей свойств асфальтобетонов в технических спецификациях. Не всегда имеется возможность использовать результаты испытаний для практических целей конструирования и расчета дорожных одежд, но при этом критерий усталостной долговечности является главным в системе оценки надежности работы асфальтобетона в дорожных

конструкциях в течение расчетного срока службы и требует постоянного совершенствования [71].

С целью определения направления научного поиска для решения рассмотренной проблемы в настоящем разделе изложены результаты теоретического и экспериментально исследований, в которых приняты реологические параметры асфальтобетона в качестве основы для разработки критерия усталостной долговечности нежестких дорожных покрытий.

*Разработка методологии определения расчетных характеристик, определяющих циклическую долговечность материалов*

Многократные повторные нагрузки приводят к появлению специфических деформаций и разрушение материалов дорожных покрытий. Это трещины неширокого раскрытия в продольном и поперечном направлениях, сетки трещин, выбоины и выкрашивания (совместно с погодно-климатическими факторами).

Усталостная долговечность материалов – один из важнейших критериев, обеспечивающих их надежную и долговечную работу в составе конструкций, особенно подверженных многократным нагрузкам в широком температурно-временном поле, к которым можно отнести и дорожные одежды. При выборе материалов для устройства дорожных покрытий важно иметь методику сравнительной оценки их свойств с точки зрения усталостной долговечности.

В настоящее время применительно к асфальтобетону и его разновидностям понятие усталость и ее проявления формулируют по-разному, что ведет к эклектике и неправильному объяснению физических процессов.

В теории и практике оперируют понятиями: долговременная прочность, циклическая долговечность, непосредственно усталостная долговечность. Эти понятия отличаются не только терминологией, но и сущностью процессов деформирования и разрушения материалов

Под долговременной прочностью понимают время до разрушения материала под действием постоянной нагрузки. Данный критерий используется при оценке температурной трещиностойкости и других критериев прочности. Он практически однозначно зависит

от отношения прочности материала к действующему напряжению. Чем выше это отношение – тем выше долговременная прочность.

Усталость связана с накоплением внутрискруктурной повреждаемости и лавинообразным разрушением материала по хрупкой схеме. Классически говорить об усталостном разрушении можно только для упругих материалов или его работе в упругой стадии. Применительно к асфальтобетону такие условия вероятны при низких температурах и высоких скоростях движения.

Разрушение материалов при усталостных процессах происходит по теории Гриффитса, согласно которой определяющим является форма, количество и размеры дефектов структуры.

Усталостное разрушение в чистом виде характерно для материалов кристаллизационной структуры (цементобетон, металлы) и для асфальтобетона не всегда является определяющим.

Наиболее подходящим термином для оценки надежности и долговечности асфальтобетона под действием тяжелых многократно повторяющихся нагрузок следует считать понятие – усталостная или циклическая долговечность, под которой понимают долговечность под действием повторных нагрузок в широком температурно-временном поле, когда асфальтобетон проявляет весь комплекс реологических свойств. Поэтому в дальнейшем будем использовать данную терминологию [72].

В мировой практике существует большое количество видов испытаний с последующим установлением усталостных характеристик (при постоянной величине напряжений или деформации), например:

- двухточечный изгиб;
- трехточечный изгиб;
- четырехточечный изгиб;
- изгиб при кручении;
- прямые испытания с осевым приложением нагрузки (сжатие растяжение);
- испытание на раскол (непрямое испытание на растяжение) и др.

Все из указанных методов испытаний имеют как преимущества, так и недостатки с точки зрения оценки способности асфальтобетона сопротивляться циклическим воздействиям в дорожных конструкциях.

В целом экспериментальные методы оценки усталостной или циклической долговечности можно разделить на три группы:

- методы, основанные на измерении числа циклов до разрушения материала при постоянной нагрузке;
- методы, основанные на измерении числа циклов до разрушения материала при постоянной деформации;
- сложные комбинированные методы, оценивающие несколько механизмов разрушения.

Наиболее часто критерием циклической долговечности материала считают число циклов воздействия постоянной нагрузки до разрушения образца материала. При этом схема приложения нагрузки и вид образцов существенно отличается.

Эта схема целесообразна при оценке материалов работающих в упругой стадии, когда можно вести речь о классической усталости. При работе материала в вязкоупругой стадии долговечность асфальтобетона обычно не превышает 200 циклов и не может служить объективным критерием работы в дорожной одежде. Данная схема испытания практически всегда дает превосходство материалов с более высокой прочностью (при постоянной нагрузке).

Зависимость циклической долговечности от напряжения при постоянной нагрузке можно представить в виде формулы 3.6 [1]:

$$N = (R / \sigma) / n, \quad (3.6)$$

где  $N$  – число циклов приложения нагрузки до разрушения материала;

$\sigma$  – уровень напряжения;

$R$  – прочность материала;

$n$  – коэффициент, зависящий от состава и структуры материала.

Второй схемой нагружения, является оценка числа циклов до разрушения при постоянной деформации. Такой подход ближе к реальной работе материала в дорожной конструкции. Однако, применяемые приборы оценки долговечности направлены на накопление постоянной остаточной деформации при вязкоупругой работе материала.

Используются и более сложные схемы оценки циклической долговечности материалов.

Так, например, в Европе на данный момент достаточно широко применяют исследование асфальтобетона при низких температурах,

закрывающееся в прикладывании циклических нагрузок определенной величины к преднапряженному образцу (величина преднапряжения соответствует величине напряжений от низких температур) (рисунок 3.1).

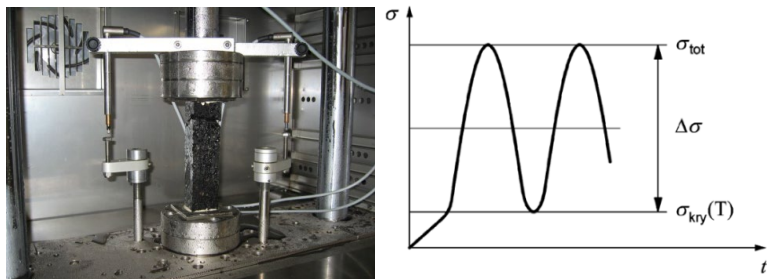


Рис. 3.1. Испытание на низкотемпературную циклическую долговечность

Рассмотрим более подробно механизм деформирования и разрушения материалов под действием циклической нагрузки с теоретической точки зрения.

Материалы дорожных покрытий сочетают свойства коагуляционных, конденсационных и кристаллизационных структур. В подобных системах расположение различных связей, вяжущего матрицы и вторичной структуры неравномерно по объему материала, прочность и деформативность структурных агрегатов и кластеров также очень неоднородна. С точки зрения механики деформирования и разрушения, структуру подобных материалов можно представить в виде реологической модели с комплексным набором упругих, вязких и пластических связей. В базовом случае для исследования реологических свойств асфальтобетона можно рассмотреть модель Бингама (рисунок 3.2) [73].

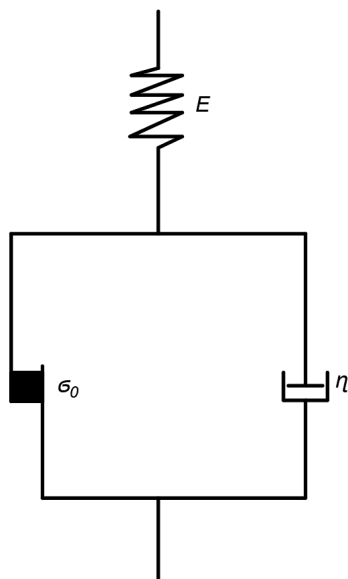


Рис. 3.2. Реологическая модель композиционного материала

В предлагаемой модели каждая связь (упругая, вязкая или пластическая) имеет собственные механические характеристики, в результате материал в целом обладает спектром упруго-вязкопластических свойств. Изменение температуры, величины нагрузки и режима нагружения, может приводить к замене одних связей другими (упругих вязкими) [74].

В зависимости от температуры, режима нагружения, состава материала, в процесс деформирования будет вовлекаться различное число упругих и вязкопластических связей. Соответственно материал в различной степени будет проявлять свойства упругого или вязкого тела.

В случае если деформируются только упругие связи, наблюдается полная обратимость деформации, разрушение происходит по механизму хрупкого тела, отсутствует влияние времени действия нагрузки. И наоборот, вязкопластические связи ответственны за появление остаточных деформаций, влияние температуры и времени нагружения. При работе только упругих связей можно говорить о классической усталости (теория Гриффитса). При работе упругих и

вязкопластических связей следует оперировать понятием циклическая долговечность.

При работе асфальтобетона в упругой стадии его прочность будет равна максимальной во всем диапазоне температуры (времени действия нагрузки) и соответствовать  $R_c$ . Поскольку число циклов до разрушения зависит от отношения действующих напряжений к прочности, то чем выше  $R_c$ , тем больше будет и цикловая устойчивость асфальтобетона в упругой стадии работы и тем больший уровень повреждаемости в материале может быть достигнут на момент разрушения. Следовательно, значение  $R_c$  может служить критерием циклической долговечности при постоянном напряжении в упругой стадии работы (рисунок 3.3).



Рис. 3.3. Характеристики асфальтобетона в зависимости от температуры (времени нагружения):

$R_c$  – максимальная прочность;  $\epsilon_c$  – деформация при максимальной прочности;  
 $R_{lt}$  – длительная прочность;  $\epsilon_{lt}$  – деформация при длительной прочности

Максимальная прочность асфальтобетона во всем диапазоне температуры (времени действия нагрузки) определяется в настоящее время согласно действующим ТНПА на основании испытаний образцов на растяжение при расколе при различных температурах.

Если обозначить долю упругих связей, ответственных за состояние асфальтобетона, некоторым скаляром  $n_r$ , а вязкопластических  $n_v$ , то должно выполняться условие:

$$n_r + n_v = 1. \tag{3.7}$$



Поскольку в результате деформации вязкопластических связей происходит полное рассеяние приложенной энергии, то теоретически можно принять, что соотношения  $n_r$  и  $n_v$  определяются отношением диссипативной энергии к приложенной. В таком случае количество  $n_r$  и  $n_v$  зависит, прежде всего, от релаксационных свойств асфальтобетона и времени действия нагрузки, а количество упругих связей, вовлеченных в процесс деформирования, можно определить из следующей зависимости:

$$n_r = \frac{E_t}{E_c} = \left( \frac{R_t}{R_c} \right)^m, \quad (3.8)$$

где  $E_t$  и  $R_t$  – модуль релаксации и прочность асфальтобетона при конкретных условиях действия нагрузки и температуры, МПа;

$E_c$  и  $R_c$  – максимальные значения модуля релаксации и прочности во всем диапазоне температуры и скорости (времени) действия нагрузки, МПа;

$m$  – коэффициент, зависящий от свойств (типа) асфальтобетона.

Величина коэффициента  $m$  для асфальтобетонов находится в пределах 0,75–0,90 и, в первую очередь, определяется его модулем упругости (жесткостью). Чем выше модуль упругости (жесткость), тем выше коэффициент  $m$ , который может для сравнительных расчетов может приниматься равным 0,8.

Значение  $n_r$  изменяется в процессе ползучести и релаксации, поскольку  $E_t$  является функцией напряжения и времени действия нагрузки. Это приводит к сложному влиянию процессов ползучести и релаксации на свойства асфальтобетона и механику разрушения.

При работе материала в упругой стадии ( $n_v \rightarrow 1$ ) его прочность равна  $R_c$ . Поскольку число циклов до разрушения зависит от отношения  $\sigma / R$ , то чем выше  $R_c$ , тем больше будет и число циклов в упругой стадии работы. Следовательно, значение  $R_c$  может служить критерием циклической долговечности при постоянном напряжении в упругой стадии работы.

Если режим нагружения соответствует работе материала в вязкой стадии ( $n_v \rightarrow 0$ ), то более высокую циклическую долговечность

имеют материалы, способные рассеять до разрушения большее количество энергии  $W_p$ . Поскольку  $W_p$  коррелируется с величиной максимальной деформации  $\varepsilon_n$ , реализуемой в широком диапазоне температур и скоростей нагружения, в качестве критерия циклической долговечности можно принять  $\varepsilon_n$ . Работа материала в вязкой стадии наблюдается при протекании релаксационных процессов, ползучести и т. п.

Поскольку увеличение  $R_c$  повышает вероятность роста долговечности в упругой стадии работы, а увеличение  $\varepsilon_n$  в вязкой стадии, то в общем случае ( $0 < n_y < 1$ ) максимальной циклической долговечностью будут обладать материалы, имеющие максимальное значение произведения  $R_c \varepsilon_n$ . То есть обладать максимальной работой разрушения.

Несколько иная ситуация наблюдается, когда материал периодически подвергается постоянному уровню деформации (деформационная усталость). В этом случае зависимость  $N_{np}$  от  $n_y$  имеет вид экстремальной кривой. Это обусловлено тем, что под действием постоянной деформации напряжения возрастают с увеличением  $n_y$ , поскольку увеличивается модуль релаксации, зависящий от максимального модуля  $E_c$  и числа упругих связей  $n_y$  ( $E_t = n_y E_c$ ). Поэтому, чем выше  $n_y$ , тем меньше циклов до разрушения выдерживают упругие связи. И, наоборот, вязкопластические связи с увеличением  $n_y$  принимают на себя меньшую долю общей деформации и их долговечность увеличивается. В результате максимальная долговечность материала будет наблюдаться при некотором оптимальном соотношении упругих и вязкопластических связей.

Следует отметить, что при  $n_y$ , близких к 0,5, происходит максимальная работа разрушения, что свидетельствует о более высоком сопротивлении усталости.

Таким образом, при содержании упругих связей 0,5 наблюдается максимальное увеличение долговечности при постоянной деформации.

Итак, с материаловедческой точки зрения максимальной усталостной долговечностью (работа материала в упругой стадии) обладают материалы с более высоким значением  $R_c$  (при постоянной величине прилагаемой к образцу нагрузки).

При приложении постоянной деформации определяющими параметрами являются  $R_c$  и  $n_y$ .

При применении более сложных условиях испытания картина становится трудно прогнозируемой.

Следовательно, накопление повреждаемости может происходить по разным схемам и механизмам. Определяющими факторами будут:

$n_y$  – количество вовлеченных в процесс деформирования упругих связей;

$R_c$  – максимальная структурная прочность, реализуемая во всем диапазоне температурно-временного спектра;

$\sigma$  – напряжения от транспортной нагрузки.

Таким образом, изучая ситуацию только с материаловедческой точки зрения можно допустить ошибки в прогнозах циклической долговечности в работе материала в дорожной одежде.

Простой пример такого несоответствия можно проанализировать если гипотетически представить дорожное покрытие из стекла, уложенного на грунт, и листа картона. Покрытие из стекла, обладающее высоко прочностью и усталостной долговечностью, выдержит не более одного проезда и разрушится. В то время как лист картона может не получить видимых повреждений.

Исходя из изложенного, считаем, что оценку циклической долговечности материала необходимо производить только на основе комплексного учета его реологических свойств и конструкции дорожной одежды.

Работа материала в конструкции и его циклическая долговечность будет определяться величиной деформации в расчетный период, реологическими (количеством вовлеченных в процесс деформирования упругих связей) свойствами и константами прочностных свойств (максимальная структурная прочность и деформация) материала, а также параметрами и условиями действия транспортной нагрузки.

Проведенный анализ позволяет сделать следующие выводы:

При испытании образцов асфальтобетона с приложением постоянной нагрузки ( $\sigma = \text{const}$ ) циклическая долговечность снижается с уменьшением скорости нагружения и ростом температуры (падением параметра  $n_y$ ) по закономерности, представленной на рисунке 3.4.

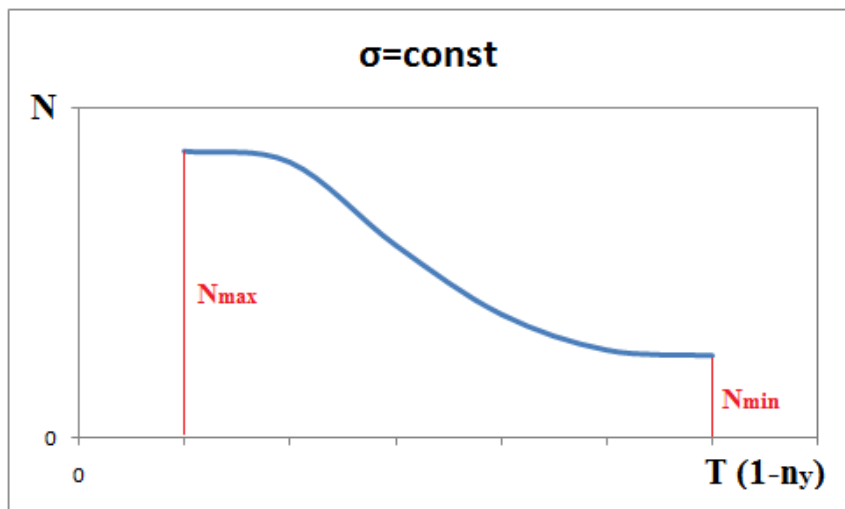


Рис. 3.4. Циклическая долговечность при постоянной нагрузке

При испытании образцов асфальтобетона с приложением постоянной деформации ( $\epsilon = \text{const}$ ) может наблюдаться экстремальная зависимость циклической долговечности от температуры и параметра  $n_y$ , представленная на рисунке 3.5.

Это связано с тем, что уровень напряжения зависит от величины деформации и модуля упругости, который растет с ростом  $n_y$  ( $\sigma = \epsilon E$ ). В то же время прочность снижается с падением  $n_y$  и это ведет к экстремуму.

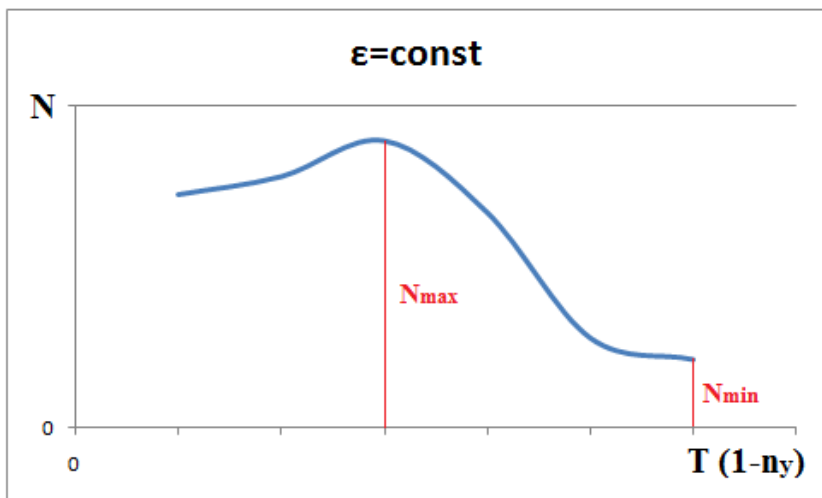


Рис. 3.5. Циклическая долговечность при постоянной деформации

Как первая так и вторая схема не отражает объективной картины усталостного разрушения материала поскольку разрушение происходит не только за счет упругих связей, но и дислокации (раздвижки) структурных составляющих асфальтобетона.

Для того чтобы показать зависимость усталостной долговечности асфальтобетона и оценить его устойчивость к усталостным трещинам надо знать величину нагружения, приходящуюся на упругие связи ( $\sigma_y$ ) и максимальную структурную прочность ( $R_c$ ). Значение  $\sigma_y$  определяется по формуле 3.9:

$$\sigma_y = \sigma n_y, \quad (3.9)$$

где  $\sigma$  – уровень напряжения от транспортной нагрузки, зависящий от конструкции дорожной одежды и модуля упругости материала при расчетной температуре;

$n_y$  – число вовлеченных в процесс деформирования упругих связей при расчетной температуре.

В результате можно показать, что усталостная долговечность материала в дорожной одежде будет определяться формулой вида (3.10):

$$N = A \left( \frac{R_c}{\sigma n_y} \right)^m, \quad (3.10)$$

где  $A$ ,  $m$  – эмпирические параметры, определяемые экспериментально;

$R_c$  – предельная структурная прочность материала;

При необходимости сравнения различных материалов, можно определять коэффициент запаса прочности по формуле (3.11):

$$K_3 = \left( \frac{R_c^{II}}{\sigma \cdot n_y^{II}} \right)^{m^{II}} / \left( \frac{R_c^I}{\sigma \cdot n_y^I} \right)^{m^I}, \quad (3.11)$$

В формуле (3.11) индексом II обозначен исследуемый материал, индексом I – контрольный (базовый) материал, с которым производится сравнение.

Приведенная теоретическая гипотеза по оценке циклической долговечности асфальтобетонов различных типов была проверена экспериментально.

#### *Экспериментальные исследования циклической долговечности асфальтобетонов широкого реологического спектра*

Для экспериментальной проверки, выполненных выше теоретических исследований, была разработана модель испытания асфальтобетона на циклическую долговечность, моделирующая его работу в дорожной одежде. То есть асфальтобетонное покрытие устраивается на упругом основании (принципиальная схема представлена на рисунке 3.6).

Модель представляет собой закрепленные балочки на упругом силиконовом основании. Асфальтобетонные балочки размером 40×40×160 мм прикреплялись к силиконовой прокладке с модулем упругости 190 МПа (близким к основанию дорожной одежды). К образцу прикладывалась многократная постоянная деформация в пределах  $l = 0,2-1,5$  мм, что соответствует прогибу под колесом расчетного автомобиля. Деформация прикладывалась с помощью испытательной машины УТС 110М-100 (рисунок 3.7).

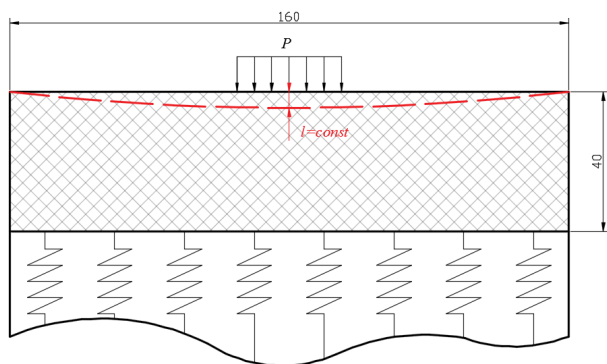


Рис. 3.6. Принципиальная схема исследуемой модели



Рис. 3.7. Испытательная машина UTC 110M-100

При выполнении исследования был обеспечен широкий реологический спектр работы асфальтобетона за счет применения вяжущих различной вязкости и различных температур испытаний. Были выбраны расчетные температуры 20 °С, 0 °С и минус 15 °С, которые поддерживались во время испытания с помощью климатической камеры СТИ ТС 3 (рисунок 3.8).



Рис. 3.8. Система температурных испытаний СТИ ТС 3



В результате испытаний фиксировалось число циклов до разрушения, модуль циклической упругости, и уровень напряжения с помощью деформационных кривых (рисунок 3.9). На основании данных исследований были экспериментально подтверждены теоретические положения, разработанные в результате выполнения первого раздела текущего отчета, а также подобраны эмпирические параметры для зависимости 3.10.

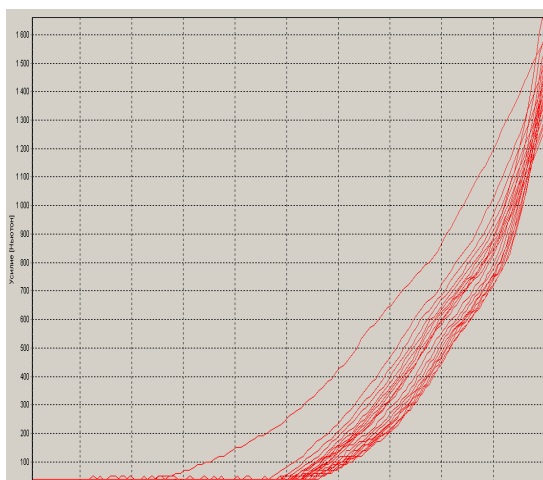
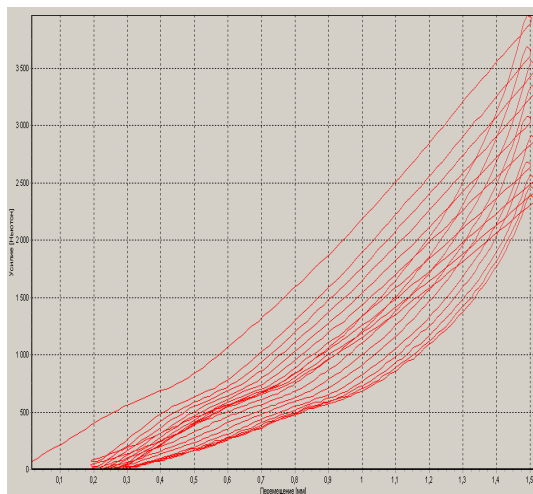


Рис. 3.9. Диаграммы деформирования типовые

Для проведения исследования был выбран асфальтобетон песчаный горячий типа Г марки I по СТБ 1033, для приготовления которого были использованы следующие минеральные материалы: щебень фр. 2–4 мм; отсев дробления фр. 0–2; песок природный; минеральный порошок.

В таблице 3.1 представлен зерновой состав подобранной асфальтобетонной смеси. Итоговая гранулометрическая кривая приведена на рисунке 3.10. На рисунке красным цветом показаны предельные кривые гранулометрического состава согласно требованиям Приложения А СТБ 1033 для асфальтобетона типа Г, синим цветом – подобранная кривая.

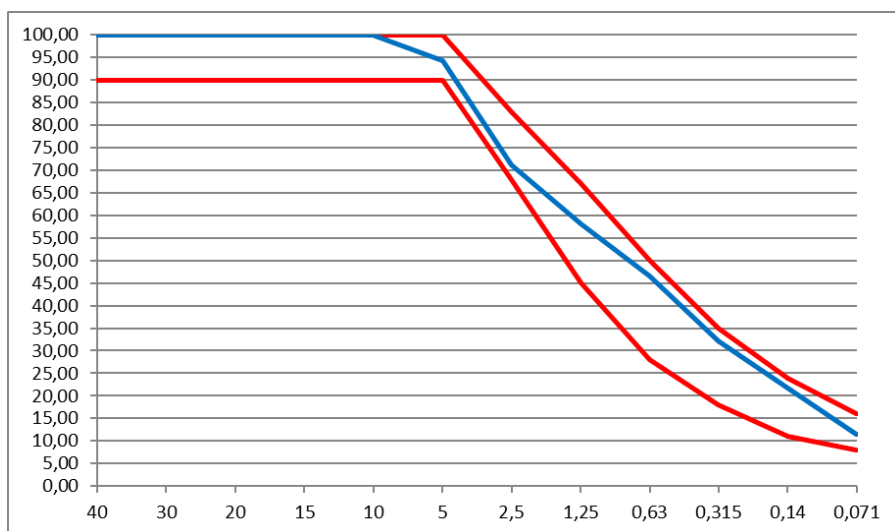


Рис. 3.10. Кривая гранулометрического состава.

При изготовлении смесей количество вяжущего принималось равным 7% от массы минеральной части. Битумы использовались различных марок и вязкости. Применяли строительный битум, битумы нефтяные дорожные. Виды битумов и их характеристики приведены в таблице 3.2.

Благодаря применению битумов различной вязкости (таблица 3.2) удалось расширить реологический спектр работы асфальтобетона, что является необходимым условием для проведения эксперимента.

Экспериментальное исследование проводилось в следующей последовательности:

- 1) определение констант исследуемых материалов (прочностных и деформационных характеристик);
- 2) циклические испытания асфальтобетонов;
- 3) подбор эмпирических параметров для теоретической модели циклической долговечности асфальтобетона;
- 4) проверка сходимости результатов теоретических и экспериментальных исследований;
- 5) выводы на основании проведенного исследования.

Таблица 3.1 – Итоговый зерновой состав смеси

№	Наименование материала	Содержание, %
1	Щебень фр. 2-4 мм	20
2	Отсев дробления 0-2 мм	40
3	Песок природный мм	30
4	Минеральный порошок (МП)	10

Таблица 3.2– Характеристики вяжущих

Показатель	Марка битума		
	БНД 60/90	БНД 40/60	Строительный
Глубина проникновения иглы при 25 °С	85	55	10
Температура размягчения по кольцу и шару, °С	51	65	92
Температура хрупкости по Фраасу, °С	-17	-15	-3

1) Перед проведением испытания на циклическую долговечность определялись основные константы и показатели асфальтобетона, необходимые для оценки его релаксационных свойств. В частности, определяли максимальную структурную прочность ( $R_c$ ), прочность при растяжении на раскол при температурах минус 15 °С, 0 °С, и

20 °С ( $R_{-15}$ ,  $R_0$ ,  $R_{20}$ ), максимальный модуль упругости ( $E_c$ ), модули при минус 15 °С, 0 °С, и 20 °С ( $E_{-15}$ ,  $E_0$ ,  $E_{20}$ ). Результаты испытаний представлены в таблице 3.3.

Прочностные характеристики определялись согласно СТБ 1115. Модули упругости определяли путем анализа диаграмм деформирования образцов, испытанных на растяжение при расколе. На диаграммах фиксировались напряжения и соответствующие им деформации при нагружении образцов до 20 % от предела прочности при расчетной температуре на 5-й цикл испытания. Модуль упругости определялся по формуле (3.12).

$$E = \frac{\sigma(1+3\mu)}{\varepsilon}, \quad (3.12)$$

где  $\sigma$  – растягивающие напряжения в центре образца, Па, определяемые по формуле (3.13);

$\varepsilon$  – горизонтальная деформация образца, измеряемая в процессе испытания;

$\mu$  – коэффициент Пуассона, принятый равным 0,35.

$$\sigma = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot d^2} \quad (3.13)$$

где  $P$  – вертикальная нагрузка, Н;

$t$  – высота образца, м;

$d$  – диаметр образца, м.

По известным расчетным характеристикам по формуле (2) определяли параметр  $n_y$  – число вовлеченных в процесс работы упругих связей. Результаты сведены в таблицу 3.4.

Было выполнено 27 испытаний циклической долговечности асфальтобетона на балочках размером 40×40×160 мм (рисунок 3.11), приготовленных из подобранных ранее материалов. Испытания проведены согласно схеме, представленной на рисунке 3.6. Общий вид работ представлен на рисунке 3.12. В ходе исследования фиксировалось количество циклов  $N$  до появления усталостной трещины на образцах из каждого материала при заданных расчетных температурах (по три испытания). Результаты сведены в таблицу 3.5.

Таблица 3.3 – Расчетные характеристики асфальтобетона

Асфальтобетон на битуме марки	Расчетные характеристики, МПа							
	$R_c$	$R_{20}$	$R_0$	$R_{-15}$	$E_c$	$E_{20}$	$E_0$	$E_{-15}$
Строительный	3,85	2,14	2,62	3,68	9026	4707	5891	8596
БНД 40/60	5,09	1,51	2,96	5,07	15386	3982	8426	15323
БНД 69/90	5,09	1,12	2,77	5,05	15378	2849	7830	15227

Таблица 3.4 – Параметр  $n_y$

Асфальтобетон на битуме марки	Параметр $n_y$ , определенный для исследуемых материалов при расчетной температуре, °C		
	20	0	-15
Строительный	0,52	0,65	0,95
БНД 40/60	0,26	0,55	1,00
БНД 69/90	0,19	0,51	0,99

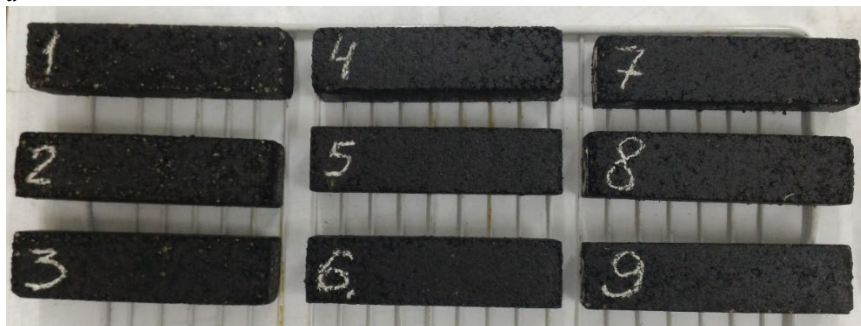
Таблица 3.5 – Циклическая долговечность асфальтобетонов

Асфальтобетон на битуме марки	Параметр $N$ , определенный для исследуемых материалов при расчетной температуре, °C								
	20			0			-15		
Строительный	42	61	32	22	31	23	10	9	11
БНД 40/60	812	754	873	91	75	74	11	12	12
БНД 69/90	2017	2282	1874	78	82	131	22	21	14

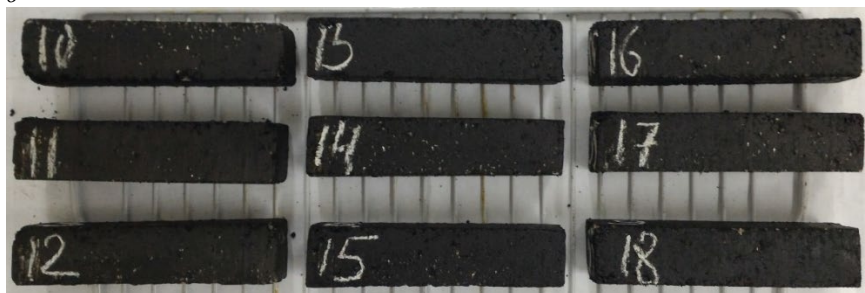
Подбор эмпирических параметров для теоретической модели циклической долговечности ( $A$  и  $m$  согласно формуле (3.10)) осуществлялся путем построения регрессионной степенной зависимости, представленной на рисунке 3.13. В качестве независимой переменной  $x$  использовалось соотношение  $\frac{R_c}{\sigma \cdot n_y}$ , зависимой переменной  $y$  соответствовало значение параметра  $N$ , тогда формула (3.10) преобразуется в зависимость вида (3.14):

$$y = A(x)^m. \quad (3.14)$$

*a*



*б*



*в*

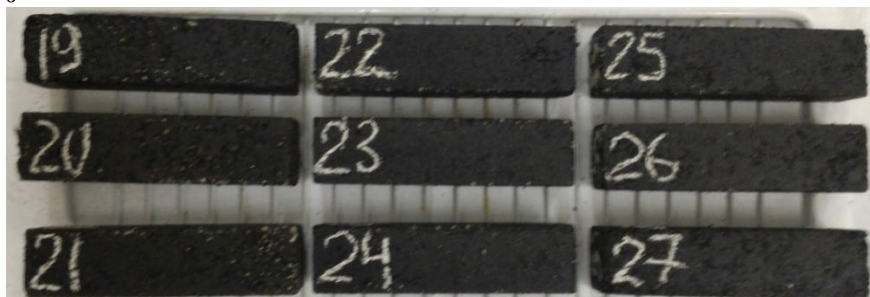


Рис. 3.11. Образцы для испытания на циклическую долговечность:  
*a, б, в* – для испытаний соответственно при температурах  $-15^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$ , и  $20^{\circ}\text{C}$



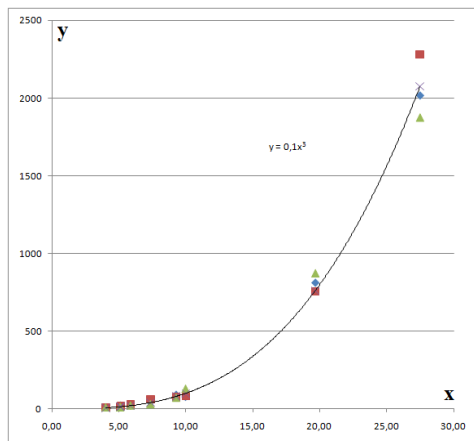
Рис. 3.12. Общий вид испытаний на циклическую долговечность

В результате эксперимента и разработки регрессионной зависимости было установлено, что эмпирические параметры, характеризующие циклическую долговечность асфальтобетонов, равны  $A = 0,1$ ;  $m = 3$ . При указанных значениях параметров графическая сходимость результатов представлена на рисунке 3.13, *а*.

Статистический анализ показывает, что предложенная теоретическая модель более чем на 95 % отражает изменчивость циклической долговечности  $N$  в зависимости от параметров  $R_c$ ,  $\sigma$ , и  $n_y$  (рисунок 3.13, *б*).

Как было отмечено в первом разделе определяющими факторами циклической долговечности асфальтобетона являются – максимальная структурная прочность и показатель релаксационной способности ( $n_y$ )

а



б

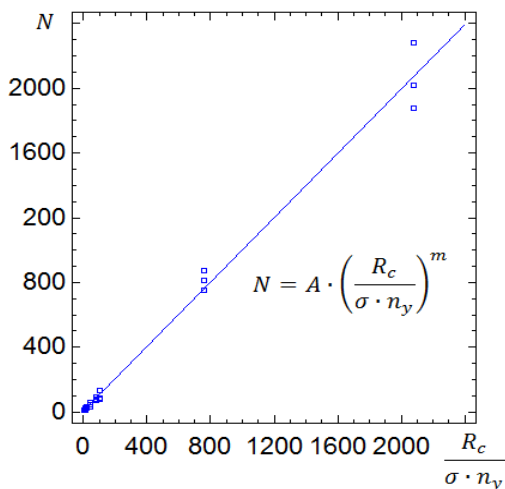


Рис. 3.13. Регрессионная зависимость



## **ГЛАВА 4. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА СТАДИИ УСТРОЙСТВА АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ**

### **4.1. Роль технологической наследственности в снижении характеристик свойств материалов при их обработке**

Технологическая наследственность – явление переноса свойств материалов из предшествующих технологических операций к последующим. В технологии устройства асфальтобетонных слоев в большей степени это касается воздействия высоких технологических температур разогрева битума и процесса его объединения с минеральными материалами при перемешивании в асфальтосмесительной установке.

Эти факторы оказывают существенное влияние на процесс формирования структуры асфальтобетона, определяющей, в итоге, усталостную долговечность асфальтобетонных покрытий.

#### *Влияние разогрева битума на его групповой химический состав*

Битум представляет собой сложную дисперсную систему, состоящую из смеси разнообразных высокомолекулярных соединений нефти, объединенных по величине молекулярной массы и характеру растворимости в селективных растворителях в группы углеводородов – масел, смол и асфальтенов и является раствором высокомолекулярных соединений нефтяного происхождения, состоящих из асфальтенов и твердых смол (дисперсная фаза), в среде из нефтяных масел и близких им по составу смол (дисперсионная среда). Основным структурообразующим элементом являются асфальтены, а их количественное содержание при прочих равных условиях во многом определяют механическое поведение битумов. Смолы, в свою очередь, оказывают значительное стабилизирующее действие на структуру битумов.

Дорожные организации республики используют битумы, производимые на ОАО «Нафтан», ОАО «Мозырский НПЗ», КУП «Веска-

Эмульбит», а также битумы, поставляемые с нефтеперерабатывающих заводов России.

Групповой состав битума включен в нормативные показатели как факультативный показатель, следует отметить, что практически все исследованные пробы битума не соответствуют показателям, заложенным в нормативных документах: так битумы ОАО «Мозырский НПЗ» содержат асфальтенов 13,5–23,7 %, смол – 29,3–36,1 %, масел – 41,7–52,6 %; битумы ОАО «Нафтан» содержат асфальтенов 15,2–22,7 %, смол – 23,7–37,7 %, масел – 42,3–53,6 %; битумы КУП «Веска-Эмульбит» содержат асфальтенов 17,5–17,9 %, смол – 33,0–40,8 %, масел – 41,3–49,1 %.

Основными внешними факторами, вызывающими необратимые изменения свойств органического вяжущего в составе асфальтобетона на стадии приготовления асфальтобетонной смеси, являются высокая температура, и окислительное воздействие кислорода, действия которых в отдельности или в совокупности проявляются через процессы, вызывающими необратимые изменения химического состава и, соответственно, свойств битумов. К таковым процессам следует отнести:

- испарение легкокипящих составляющих, происходящее в поверхностном слое битума и зависящее от содержания в битуме легких фракций углеводородов и температуры нагрева;

- полимеризация, связанная с воздействием высокой температуры, даже в отсутствии кислорода. Степень полимеризации определяется температурой и временем ее воздействия. Как правило, роль чисто полимеризационного эффекта невелика;

- полиоксиконденсация, происходящая под влиянием кислорода, определяется доступом кислорода к поверхности битумной пленки, температурой и временем воздействия, является основным процессом, изменяющим состав и структуру битума при необратимом химическом старении.

А. С. Колбановская [75] определяет механизм старения битума как, поэтапный, последовательный, во времени, переход от структуры золь в гель. На первом этапе происходит образование коагуляционной сетки асфальтенов из надмолекулярных структур смол, что приводит к улучшению структурно – реологических свойств битума. На втором этапе формируется и развивается жесткая пространственная структурная сетка из асфальтенов. Дальнейшее уве-

личение концентрации асфальтенов приводит к разрушению структурной сетки, когда в связи с нехваткой дисперсионной среды для обволакивания вновь образующихся асфальтенов отдельные места контактов асфальтенов обнажаются, что проявляется в снижении когезии, достигающей нулевого значения при полном разрушении структуры. Третий этап структурообразования в битуме и представляет собой последнюю стадию старения, когда происходит разупрочнение и разрушение пространственной структуры из-за возникающей в отдельных узлах и элементах структурной сетки высоких внутренних напряжений.

В наибольшей степени старение битумов, а, соответственно, и ухудшение транспортно-эксплуатационных характеристик асфальтобетонных покрытий происходит на стадии приготовления асфальтобетонных смесей (рисунок 4.1). При этом, к основным факторам, способствующим этому процессу следует отнести температуру и время технологической подготовки битума (нагрев битума до рабочей температуры), температуру нагрева минеральных материалов и время их перемешивания с битумом, время хранения и транспортировки асфальтобетонной смеси. Механизм старения битума заключается в образовании высокомолекулярных более конденсированных молекул, а также низкомолекулярных продуктов реакции, образовавшихся вследствие отрыва углеводородных радикалов от ароматических колец или кислородсодержащих соединений.

В последнее время все больше внимания уделяется вопросу изменения свойств битума при его подготовке к объединению с минеральными составляющими асфальтобетонной смеси [76-78]

В процессе обезвоживания битума его твердость возрастает. По данным [76] глубина проникания иглы пенетromетра в битум уменьшается в среднем при 25 °С и 0 °С на 3–4 % при обводненности битума 3–5 %.

Более существенные изменения, приводящие к изменению свойств битума, происходят в рабочем котле АБЗ в процессе производства асфальтобетонных смесей. Так, изменение показателей пенетрации при 25 °С и 0 °С достигают в среднем соответственно 18–20 % и 20–24 %, а температуры размягчения – до 6 % [77].

Перемешивание компонентов асфальтобетонной смеси выполняется при температуре 140 °С–160 °С. Повышение температуры и

увеличение времени выдерживания смеси при этой температуре ускоряют старение битума. В этих условиях, помимо толщины битумной пленки, большую роль играет степень ее структурированности минеральным порошком.

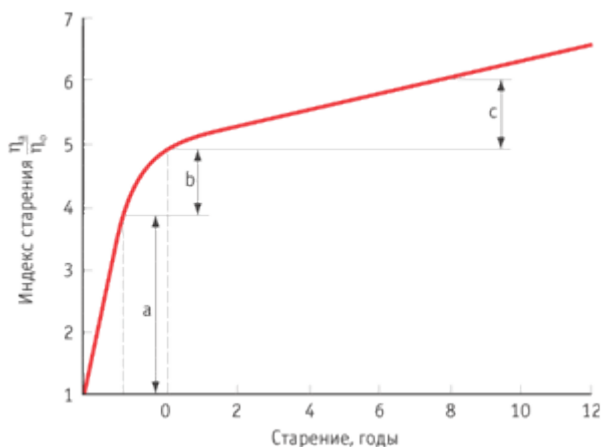


Рис. 4.1. Изменение индекса старения битума во время смешения с минеральным материалом при изготовлении горячих асфальтобетонных смесей, при хранении и транспортировке, при работе в составе дорожного асфальтобетона:

- a* – при изготовлении асфальтобетонной смеси;
- b* – при хранении, транспортировке и укладке;
- c* – за 8 лет работы в составе асфальтобетонного покрытия

### *Процесс объединения битума с минеральными наполнителями*

При приготовлении, хранении, транспортировке к месту укладки, выгрузке и укладке асфальтобетонной смеси возникают новые изменения в микрослоях асфальтовяжущего на поверхности минеральных материалов в результате испарения, поликонденсации, диффузии маловязких углеводородов дисперсионной среды битума в поры минерального материала [8, 79]. Диффузия вызывает расслоение битума и обеднение слоев, достаточно удаленных от поверхности, углеводородами с невысокой молекулярной массой.

Структурированный битум в сравнении со свободным битумом имеет одно важное преимущество: молекулы битума в адсорбционно-сольватных слоях имеют гораздо меньшую подвижность, чем в

свободном битуме, что приводит к снижению их реакционной способности [80]. Битум, попадая в зону действия поверхностных сил минеральных материалов, претерпевает структурные изменения, образуя перпендикулярно расположенные к поверхности минеральных зерен цепочки из асфальтенов. Вследствие этого, битум, адсорбционно-связанный с поверхностью минеральных материалов, приобретает новые структурно-механические свойства, что оказывает непосредственное влияние на процессы старения, происходящие в нем [81].

Установлено, что активные минеральные порошки плотной структуры (например, известняковый, доломитовый) замедляют старение асфальтового бетона [79, 82–85].

Ингибирующая роль этих порошков проявляется в значительном снижении интенсивности образования в битуме кислородсодержащих соединений, водородных связей и в повышении энергии активации термоокислительных процессов в органическом вяжущем. Минеральные порошки из тонкопористых известняков, а также из неактивных материалов любой структуры, например, кварцевые, ускоряют процесс старения. Первые подвергают битум селективному разделению. Неактивный же кварцевый порошок, являющийся катализатором старения битума, ускоряет образование в последнем кислородсодержащих веществ с карбонильной группой  $C=O$  и других полярных органических соединений, а также водородных связей. Мощное каталитическое воздействие на старение оказывают минеральные порошки, содержащие в своем составе оксиды железа ( $FeO$  и  $Fe_2O_3$ ), минералы портландцементного клинкера ( $2CaO \cdot Fe_2O_3$ ,  $2CaO \cdot SiO_2$ ), мартеновский шлак, известь.

В работах Л. И. Базжина, В. Н. Лукашевича показано, что независимо от вида действующих факторов процессы старения бинарных смесей, содержащих минеральные порошки из пористых активных материалов, происходят более интенсивно, чем в смесях с минеральными порошками такой же активности, но плотной структуры. Минеральный порошок из тонкопористых активных пород замедляет старение бинарных смесей под воздействием воды как в комплексе с нагревом, так и с ультрафиолетовым облучением. При действии же только нагрева бинарные смеси с тонкопористым минеральным порошком стареют более интенсивно, чем смеси с порошком из плотного известняка.

Однако в работе А. В. Косьмина показано, что старение асфальтовяжущих на пористых минеральных порошках характеризуется большей интенсивностью лишь в начальный период, а в дальнейшем происходит с той же скоростью, что и асфальтовяжущих с использованием порошков из плотного известняка.

Следует также учитывать возможные изменения компонентного состава битума под влиянием пористой структуры минерального материала в результате их диффузии по узким капиллярам твердого тела – «фильтрационный эффект».

Микропоры отличаются весьма высоким адсорбционным потенциалом, благодаря этому может происходить фракционирование битума с изменением его свойств в адсорбционном слое.

Эти процессы приводят к разделению компонентов битума по молекулярной массе, к более глубокому прониканию масел, а затем смол в микропоры минерального материала и соответственно к увеличению концентрации асфальтенов в пленке битума, покрывающей поверхность минерального материала. Взаимодействие пористых материалов с битумом приводит к повышению жесткости и снижению пластичности битумных пленок, ускоряя переход асфальтобетона в хрупкое состояние. При использовании пористых минеральных материалов вязкость битумов должна быть на 10-15% меньше, чем битумов, применяемых в асфальтобетоне, минеральная часть которых состоит из плотных материалов.

#### *Процесс кластерообразования при формировании структуры асфальтобетона*

При приготовлении асфальтобетонных смесей вязкие битумы перемешивают с минеральными материалами при температуре 140–160 °С. Структура битума в таком состоянии разрушена, и его течение подчиняется законам ньютоновской жидкости. Перемешивание легко осуществимо, и на поверхности минеральных частиц адсорбируются тонкие битумные пленки. В этот момент отмечено стремление частиц наполнителя к частичной группировке в виде ассоциатов-кластеров вследствие соударения и сближения частиц наполнителя в вязущем при смешении, а также в результате теплового движения [86]. При этом, в кластерах вязущее находится в структурированном состоянии. Промежутки между кластерами заполне-

ны объемным вяжущим. В работе [87] указывается, что устойчивый рост кластеров при увеличении степени наполнения композита обеспечивается тем, что удельный термодинамический потенциал тонкопленочной кластерной структуры матрицы становится меньше удельного термодинамического потенциала гомогенной матрицы. Разность этих потенциалов предопределяет рост числа и объема кластерных образований ввиду энергетической выгоды последних. Уплотнение и одновременное остывание асфальтобетонной смеси приводит к уменьшению толщины пленки вяжущего вследствие сближения частиц наполнителя в кластерах. Пленка вяжущего, достигнув определенной толщины, становится термодинамически неустойчивой и распадается на отдельные участки. Кластерная структура асфальтовяжущего механически закрепляется.

Вследствие большого различия в коэффициентах температурного расширения (для битумов –  $(3-6) \cdot 10^{-5}$  град<sup>-1</sup>, для минералов –  $(1-5) \cdot 10^{-7}$  град<sup>-1</sup>) битум и минеральные частицы при охлаждении деформируются на различную величину, и при этом в пленке вяжущего возникают растягивающие напряжения [88].

Учитывая, что частицы наполнителя обволакиваются структурированным битумом (битум + минеральный порошок), растягивающие напряжения возникают в асфальтовяжущем, контактирующем с минералом, и в битумной пленке, покрывающей частицу наполнителя. Вследствие действия растягивающих напряжений на частицах наполнителя появляются микротрещины, обусловленные температурной усадкой и термодинамически нестабильным состоянием структурированной битумной пленки. Эти трещины находятся внутри и на поверхности кластеров.

В работе [89] указывается, что рост кластеров продолжается до некоторого критического объема, при котором энергетическое взаимодействие между агрегатами внутри кластера превышает энергию связи на их поверхности. В результате объемных изменений на поверхностях кластеров развиваются нормальные и касательные напряжения. Под действием нормальных и касательных напряжений образуются новые поверхности раздела, являющиеся внешними по отношению к кластерам и внутренними – к композиционному материалу. Образовавшиеся поверхности раздела способны трансформироваться в опасные для данной структуры трещины.

Понижение температуры при твердении асфальтобетона инициирует, появление межкластерных зародышевых трещин в асфальтовяжущем. При этом, трещины возникают между кластерами на поверхности раздела, потенциально готовой к трещинообразованию.

Отмечено появление при отрицательных температурах сетчатых трещин в битумной оболочке, покрывающей зерно песка. Эти трещины наблюдались визуальюно [88].

Микроскопические исследования показали наличие трещин в битумной пленке и при положительных температурах [90].

Можно утверждать, что трещины при усталостном разрушении асфальтобетона развились из зародышевых межкластерных трещин, появившихся при выполнении технологических операций по приготовлению и укладке асфальтобетонных смесей. В данном случае можно говорить о тенденции появления и накопления в асфальтовяжущем «наследственных» дефектов, возникающих при формировании структуры любого композиционного материала, в том числе и асфальтобетона.

Появление «наследственных» зародышевых трещин неизбежно и обусловлено физико-техническими свойствами исходных компонентов и технологией приготовления асфальтобетона.

Влияние технологической наследственности на расчетный срок службы асфальтобетона по критерию устойчивости к усталостному трещинообразованию

В ГП «БелдорНИИ» были выполнены ряд исследовательских работ по изучению влияния технологических режимов приготовления и укладки на усталостную долговечность асфальтобетона [91–93].

Определение расчетного срока службы асфальтобетона по критерию устойчивости к усталостному трещинообразованию выполнялись в соответствии с ДМД 02191.2.051-2012 «Рекомендации по подбору составов асфальтобетонных смесей по асфальтовяжущему». При этом смеси приготавливались при различных температурах от 100 °С до 200 °С и термостатировались при этой температуре 120 минут. Затем смеси охлаждались и изготавливались асфальтобетонные образцы при температуре 90 °С.

Результаты определения расчетного срока службы различных типов асфальтобетонных смесей приведены на рисунке 4.2.



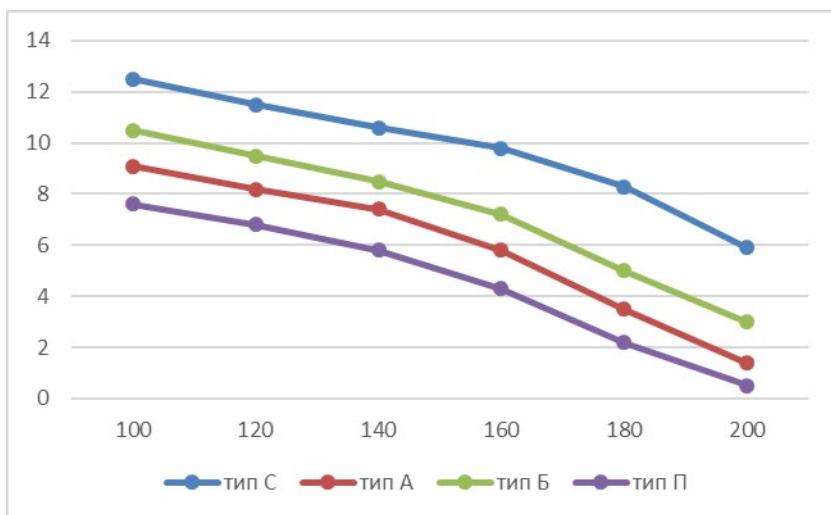


Рис. 4.2. Определение расчетного срока службы

Согласно полученным результатам установлено, что расчетный срок службы асфальтобетона по критерию устойчивости к усталостному трещинообразованию существенно зависит от технологической температуры приготовления асфальтобетонных смесей и от типа асфальтобетона. Например, увеличение температуры приготовления на 20 °С с 140 °С до 160 °С приводит к снижению усталостной долговечности асфальтобетона типа Б на 18 %. Асфальтобетоны с относительно большим количеством структурированного битума и, соответственно, с более тонкими битумными пленками (типы А, П) более подвержены отрицательному воздействию высоких температур и обладают наименьшими расчетными сроками службы по критерию устойчивости к усталостному трещинообразованию.

#### 4.2. Правила приготовления асфальтобетонных смесей и устройства слоев дорожной одежды

Приготовление смеси необходимо осуществлять в соответствии с требованиями нормативных документов.

При приготовлении и укладке смеси следует выполнять мероприятия по повышению долговечности асфальтобетона. Так, на до-

рогах I и II технической категории при устройстве асфальтобетонных слоев необходимо использовать перегружатель. При устройстве продольных и поперечных швов необходимо использовать битумную ленту.

Смесь следует приготавливать в асфальтосмесительных установках, оборудованных смесителями принудительного перемешивания периодического или непрерывного действия, в соответствии с технологическим регламентом.

Температура нагрева компонентов смеси должна обеспечивать требуемую температуру смеси при выгрузке из смесителя в соответствии требованиями нормативных документов.

Технологические схемы приготовления смеси должны обеспечивать требуемую точность дозирования и качество перемешивания компонентов в составе смеси.

Продолжительность перемешивания смеси устанавливают в соответствии с техническими данными асфальтосмесительной установки.

Погрешность дозирования компонентов смеси не должна превышать допускаемую.

Смесь после окончания перемешивания следует выгрузить из смесителя в накопительный бункер. Не допускается выгрузка готовой смеси из смесителя непосредственно в транспортное средство.

Приготовленную смесь к месту укладки транспортируют автомобилями-самосвалами, в обязательном порядке оборудованными тентами.

Дальность транспортирования смеси к месту укладки следует устанавливать из условия обеспечения температуры смеси в асфальтоукладчике, но не более 50 км.

Устройство асфальтобетонных слоев из приготовленной смеси выполняется в соответствии ТНПА.

#### **4.3. Мероприятия по повышению усталостной долговечности асфальтобетона на стадии приготовления смеси**

Для повышения усталостной долговечности асфальтобетона из горячих смесей рекомендуется использовать активированные минеральные материалы и битум, приготовленный с применением специальных добавок (активирующих, стабилизирующих).

Способ применения специальных добавок:

– гранулированные добавки следует вводить непосредственно в смеситель асфальтосмесительной установки при условии, что конструкцией асфальтосмесительной установки это предусмотрено;

– жидкие добавки следует вводить в битум в соответствии с технологическими схемами на их применение.

Технология активации минеральных материалов приведена в [94].

Для активирования (стабилизации) битумов рекомендуется применять присадки адгезионные.

При выборе битума следует учитывать рекомендации ДМД 02191.9.004.

Технологические параметры процесса перемешивания битумов с жидкими специальными добавками зависят от вида применяемых добавок, объема расходной емкости и эффективности системы перемешивания.

Нагрев специальной добавки, при необходимости, следует осуществлять в емкости для ее хранения, в соответствии с указаниями по применению предприятия-изготовителя.

Температурный режим приготовления битумов, активированных адгезионными присадками, должен соответствовать требованиям нормативных документов.

Не допускается многократный (более двух раз) нагрев активированных битумов до рабочей температуры. В случае нагрева активированных битумов до рабочей температуры более двух раз или при перегреве их свыше 160 °С в течение 1 ч, активированные битумы должны быть проверены на сцепление с песком по ГОСТ 11508.

Для контроля стабильности технологического процесса приготовления асфальтобетонной смеси на смесительных установках, выпущенных до 1991 г., либо на смесительных установках, изготовленных в странах СНГ, рекомендуется использовать специальное устройство по – консисометр, который позволяет определить оптимальное время перемешивания асфальтобетонной смеси, выявить нарушения в технологии производства уже при первом замесе, а также предотвратить выпуск некондиционного материала.

Температура асфальтобетонной смеси при выпуске из смесительной установки должна соответствовать требованиям СТБ 1033 и быть достаточной для обеспечения нормируемых значений коэффициента уплотнения. При этом необходимо исключить ее пере-

грев, следует учитывать дальность возки и условия транспортировки асфальтобетонной смеси.

С целью обеспечения стабильности качества асфальтобетонной смеси и снижения ее сегрегации рекомендуется производить загрузку готовых асфальтобетонных смесей в автосамосвалы только через бункер, в один или два приема.

Продолжительность транспортирования асфальтобетонных смесей устанавливается исходя из условия обеспечения температуры при их укладке.

Для замедления интенсивности остывания асфальтобетонной смеси в процессе ее транспортировки к месту укладки следует использовать тенты или маты для укрытия асфальтобетонных смесей вне зависимости от дальности возки и температуры воздуха. Допускается использовать тенты или маты из материалов, обеспечивающих свою целостность и сохранность при рабочих температурах горячих асфальтобетонных смесей.

Для транспортировки смеси целесообразно использовать автосамосвалы с подогревом кузова.

#### **4.4. Мероприятия по повышению усталостной долговечности асфальтобетона на стадии укладки смеси**

Укладка и уплотнение асфальтобетонных смесей должны производиться в соответствии с нормативными документами.

Усталостная долговечность асфальтобетонного покрытия на стадиях укладки и уплотнения смеси обеспечивается сцеплением слоев дорожной одежды.

Перед укладкой асфальтобетонной смеси основание очищается от пыли и грязи за 1–6 часов до начала работ. При реконструкции или ремонте старых покрытий устраняют дефекты (трещины, выбоины), колею глубиной более 1 см ликвидируют путем фрезерования или устройства выравнивающего слоя.

Для обеспечения сцепления между слоями дорожной одежды производят обработку основания битумной эмульсией, жидким или вязким битумом, нагретыми до температуры:

- битумная эмульсия – от 20 °С до 40 °С;
- жидкий битум – от 100 °С до 120 °С;
- вязкий битум – от 140 °С до 160 °С.

Норма расхода материалов, л/м<sup>2</sup>, рекомендуется следующая:

– при обработке битумом основания – 0,5–0,8; нижнего слоя устроенного ранее асфальтобетонного покрытия и существующего покрытия – 0,2–0,3;

– при обработке 60%-ной битумной эмульсией основания – 0,6–0,9; нижнего слоя асфальтобетонного покрытия и существующего покрытия – 0,3–0,4.

Обработку нижнего слоя покрытия не производят в случае, если временной интервал между устройством верхнего и нижнего слоев составлял не более 2 суток и не допускалось движение транспортных средств.

Стабильность укладки асфальтобетонных смесей зависит от тщательной корректировки совместной работы асфальтобетонного завода и асфальтоукладчика, дальности транспортировки смеси и количества автосамосвалов. Интенсивность укладки и уплотнения асфальтобетонной смеси должна быть увязана с производительностью асфальтобетонного завода и режимом доставки асфальтобетонной смеси к асфальтоукладчику.

Разгрузка асфальтобетонных смесей из автосамосвала (вторая и последующие машины) в бункер укладчика должна проводиться в движении.

Для получения непрерывной и равномерной по толщине полосы неуплотненного асфальтобетонного слоя, смесь к укладчику следует подавать равномерно. При кратковременных вынужденных перерывах в доставке смеси асфальтоукладчик следует остановить, но не более чем на 15 минут, оставив часть смеси в бункере до подхода следующего автомобиля-самосвала.

Во время устройства асфальтобетонного слоя асфальтоукладчик должен двигаться с постоянной скоростью. Скорость движения асфальтоукладчика при укладке устанавливается для каждого вида смеси по результатам устройства опытной захватки.

При укладке асфальтобетонной смеси рекомендуется поддерживать перед плитой асфальтоукладчика постоянный уровень горячей смеси, что обеспечивается регулированием работы подающих шнеков, подающего конвейера либо регулировкой заслонки, ограничивающей подачу смеси из приемного бункера к шнекам асфальтоукладчика.

При укладке асфальтобетонных смесей сопряженными полосами следует применять два (и более) асфальтоукладчика. При использо-

вании одного асфальтоукладчика, для улучшения качества швов сопряжения смежных полос рекомендуется применять битумную ленту в либо осуществлять разогрев кромки инфракрасным излучателем.

Подбор катков следует производить с учетом типа асфальтобетонной смеси и ее удобоукладываемости, толщины уплотняемого слоя и температуры смеси на каждом этапе уплотнения. Следует учитывать размеры вальцов катка и в первую очередь – их ширину, а также правильно назначать рабочую скорость виброкатков для обеспечения необходимой производительности процесса уплотнения. Рекомендуется применять катки, в которых предусмотрен вывод показателей уплотнения на дисплее в кабине машиниста.

Для уплотнения асфальтобетонных смесей, содержащих в своем составе более 50 % щебня (гравия), рекомендуется применять виброкатки.

При использовании виброкатков уплотнение асфальтобетонной смеси рекомендуется осуществлять следующим образом. Для снижения величины сдвиговой волны, образующейся перед катком, первые 2–3 прохода виброкатка, движущегося непосредственно за укладчиком, выполняют в статическом режиме, после чего дальнейшее уплотнение смеси производится с попеременным включением и выключением вибратора. Перемещение виброкатка с включенным вибратором выполняется только от укладчика, а его движение к укладчику необходимо выполнять без вибрации.

Изменение направления движения катка при выполнении первых проходов либо в случае возникновения волны перед вальцом катка рекомендуется осуществлять при расположении катка по отношению к асфальтоукладчику под острым углом.

В процессе уплотнения необходимо следить за тем, чтобы катки начинали движение или изменяли направление движения плавно, без рывков. Запрещается останавливать каток на горячей уплотненной смеси, а также заправлять каток топливом, смазочными материалами и водой на покрытие, устраиваемом в течение рабочей смены. При заправке катков топливом и смазочными материалами необходимо отгонять каток на обочину или подкладывать под каток подкладку (полиэтилен, геотекстиль), препятствующую разливу горючесмазочных материалов на покрытие. В случае разливания горюче-смазочных материалов на поверхность асфальтобетона необходимо в месте разливания производить посыпку адсорбента.

Скорость движения катков не должна превышать: гладковальцовых – 5 км/ч, вибрационных – 3 км/ч, на пневматических шинах и комбинированных – 8 км/ч.

Уплотнение асфальтобетонных смесей, содержащих полимеры (типа SBS), следует начинать только гладковальцовыми катками.

Уплотнение следующей полосы асфальтобетонного слоя необходимо начинать с места продольного сопряжения полос. Сопряжение полос должно быть ровным и плотным. Поперечные сопряжения полос должны быть перпендикулярны оси автомобильной дороги.

В местах, где невозможно уплотнение катками (у бортовых камней и др.), смеси уплотняются, как правило, ручными виброплитами, а при их отсутствии с помощью горячей стальной трамбовки.

Катки рекомендуется оборудовать специальными системами смачивания, способными обеспечить равномерность смачивания поверхности вальцов катка. Не допускается образование луж на поверхности уплотняемого слоя. В случае образования луж следует отрегулировать систему подачи воды на вальцы катка и проверить поперечные уклоны асфальтобетонного слоя.

Ликвидацию дефектов и повреждений, возникающих в процессе уплотнения горячих асфальтобетонных смесей, следует производить оперативно, с обязательным устранением причин их возникновения.

#### **4.5. Повышение усталостной долговечности вновь устроенных асфальтобетонных покрытий под воздействием транспортной нагрузки**

Асфальтобетонные покрытия, которые широко распространены в Республике Беларусь и в мире, имеют много преимуществ перед остальными видами покрытий. К его положительным свойствам можно отнести такие как: достаточная механическая прочность, допускаемые упругие и пластические деформации, хорошее сцепление шин с покрытием, ровность, высокая демпфирующая способность, простота ремонта, а так же широкая механизация.

Однако зачастую в процессе эксплуатации покрытий устроенных их асфальтобетона возникает множество дефектов. Их природа различна. Дефекты могут быть вызваны качеством исходных материалов для приготовления асфальтобетонных смесей, ошибками при проектировании их состава, нарушениями технологии устройства

покрытий асфальтобетонных покрытий и дорожных конструкций в целом, а так же воздействия различных видов нагрузок, в том числе не нормативных транспортных.

Асфальтобетоны, как и битумы, являются вязко-упруго-пластичными материалами, прочностные характеристики которых зависят от множества факторов, основными из которых является время и температура. Причем влияние оказывает не только время воздействия нагрузок, но так же и время прошедшее с момента устройства асфальтобетонного покрытия или применения битума.

Наибольшее влияние на итоговую прочность и долговечность асфальтобетонных покрытий оказывают процессы структурообразования асфальтобетона и, в частности, битумов. В настоящий момент широко изучены процессы структурообразования битумов в зависимости от его группового состава, а так же процессы структурообразования асфальтобетонов в зависимости от состава его минеральной части, температурных режимов и режимам уплотнения.

Кроме того, можно предположить, что на структурообразование асфальтобетона, и как результат на его прочность, будет оказывать влияние время начала движения транспорта и его интенсивность по вновь устроенному покрытию после завершения его уплотнения. Однако в Республике Беларусь не регламентированы сроки открытия движения по вновь устроенным покрытиям [98, 99].

### *Релаксация напряжений в дорожном асфальтобетоне*

Асфальтобетон является дисперсным материалом, который имеет коагуляционный тип структуры. В таком случае минеральные частицы разделены пленками битума, который является вязкоупругой жидкостью, что обуславливает зависимость прочности асфальтобетона, его модуля упругости и других характеристик в зависимости от скорости деформирования. Это объясняется релаксацией напряжений в жидкоподобной пленке [24].

Временная зависимость прочности может быть обусловлена двумя случаями:

– время релаксации  $t_r$  значительно меньше времени действующего напряжения  $t$ . Тогда полностью осуществляются все процессы релаксации напряжений и система однородна по напряженности во всем



объеме. Механические характеристики принимают минимальное значение. Материал в таком случае проявляет свойства вязкой жидкости;

– время релаксации  $t_p$  значительно больше времени действующего напряжения  $t$ . В таком случае напряжения в процессе деформации не успевают релаксироваться. Прочность и модуль упругости при этом являются максимальными. Материал в таком случае ведет себя как идеально упругий.

Если время релаксации  $t_p$  приближено ко времени действующего напряжения  $t$ , то материал в таком случае ведет себя как упруго-вязкий.

Проявление асфальтобетоном упругих или вязких свойств зависит от соотношения между временем действия нагрузки и временем релаксации напряжений. Время релаксации асфальтобетона главным образом зависит от его вязкости.

Изменение вязкости асфальтобетона связано главным образом с присутствием в его составе битума и изменяется схожим образом [21].

### *Вязкие свойства дорожных нефтяных битумов*

Под вязкостью понимают свойство жидкостей оказывать сопротивление необратимому перемещению одной их части относительно другой при сдвиге и других видах деформации.

Вязкость битума является основным механическим и реологическим свойством битума и характеризует внутреннее трение битума.

Битумы, состоящие из смеси высокомолекулярных соединений, таких как асфальтены, масла и смолы, представляет собой сложную дисперсную систему. Основное влияние на структуру битума влияет соотношение между входящими в его состав высокомолекулярных соединений.

Дисперсные системы подразделяются на коагуляционные и конденсационные структуры.

Коагуляционные структуры образуются молекулярным сцеплением беспорядочно расположенных коллоидных частиц. В местах контакта частиц имеются остаточные прослойки дисперсной системы толщиной от 3 до 5 молекулярных слоев, в результате которых у этих структур проявляется тиксотропия, ползучесть и небольшая прочность.

Конденсационные структуры имеют фазовые контакты, которые обеспечивают прочные связи между элементами структуры. В конденсационных структурах связи разрушаются необратимо, в отличие от коагуляционных структур. Поэтому данные структуры не-тиксотропны.

Вязкость битума в первую очередь зависит от температуры. Причем с изменением температуры изменяются реологические состояния битума. Так при отрицательных температурах битум является наиболее вязким и находится в упруго-хрупком состоянии. С повышением температуры битум постепенно переходит в эластичное, упруго-пластическое, упруго-вязкое и вязкое состояние, что приводит к уменьшению времени релаксации и, как следствие, к возникновению пластических деформаций.

Границы реологических состояний зависят от группового состава нефтяных дорожных битумов. Битумы, которые применяются для верхнего слоя дорожного покрытия, в соответствии с СТБ 1062 должны иметь следующий групповой состав: асфальтены – 19–21 %, смолы – 32–34 %, масла – 45–49 %. Битум данного группового состава находится в упруго-хрупком состоянии при температурах до  $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$  и характеризуется высоким модулем упругости. В интервале температур от минус  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  до  $+50\text{ }^{\circ}\text{C}$  данный битум в упруго-пластическом состоянии, при котором имеет предел текучести и проявляет эластичные свойства. С увеличением температур до  $+70\text{ }^{\circ}\text{C}$  битум переходит в упруго-вязкое состояние, при котором предел текучести отсутствует, а существует значительная разница между вязкостью нарушенной и не нарушенной структуры. При больших температурах битум находится в истинно вязком состоянии [75].

Структура применяемого в Республике Беларусь битума при изменении температуры переходит от твердообразной конденсационной структуре к структурированной жидкости, а после истинной жидкости, которая представляет собой суспензию асфальтенов.

Для определения влияния механических воздействий на вязкость битума марки БД 60/90 по СТБ 1062 был использован ротационный вискозиметр (вискозиметр Брукфильда). Проведение испытания практически полностью соответствует методике определения динамической вязкости, изложенной в СТБ 2188.

Для проведения испытания отбирают битум в количестве 0,5 л, который необходимо разогреть до температуры на 80 °С выше температуры размягчения. Битум процеживают через сито с сеткой № 063.

Для измерения вязкости используют шпindel № 27. Для данного шпинделя количество битума для испытаний в ячейке должно составлять 10,7 мл. Перед проведением испытания битум термостатируют при температуре испытаний 135 °С в течении 60–90 мин.

Битум испытывают на динамическую вязкость при разных скоростях вращения шпинделя, которые обеспечивают измерение вязкости в пределах от 10 до 90 % диапазона прибора. Причем вначале скорость постепенно увеличивается, а затем уменьшается до первоначальной.

График изменения динамической вязкости битума при проведении испытания с постоянной скоростью вращения шпинделя, равной 100 мин<sup>-1</sup> представлен на рисунке 4.3. По данному рисунку видно, что график зависимости динамической вязкости от времени имеет вид логарифмической зависимости и практически не изменяется после прошествии 13 мин после начала испытания. Это свидетельствует об отсутствии тиксотропных свойств исследуемого битума, что характерно для битумов данного группового состава.

Результат измерения динамической вязкости представлен на рисунке 4.4. При проведении испытания единичное значение динамической вязкости принималось по прошествии 5 мин после изменения скорости сдвига.

По рисунку 4.4 видно, что с увеличением скорости вращения шпинделя динамическая вязкость уменьшается, а после дальнейшего снижения скорости начинает увеличиваться, однако, практически не достигая предыдущего значения. Это свидетельствует о необратимости процессов разрушения структуры битума под механическими воздействиями.

### *Влияние транспортной нагрузки на вновь устроенное асфальтобетонное покрытие*

Техническими нормативными правовыми актами Республики Беларусь, в частности СТБ 1033, установлены следующие температурные режимы устройства асфальтобетонных покрытий устраива-

емых из смесей на вязких битумах: температура в асфальтоукладчике, которая соответствует началу уплотнения должна быть не менее 150 °С для асфальтобетонных смесей типа С, и не менее 120 °С для остальных типов.

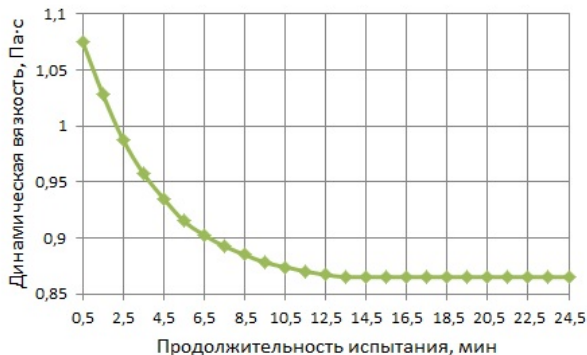


Рис. 4.3. Изменение динамической вязкости от времени

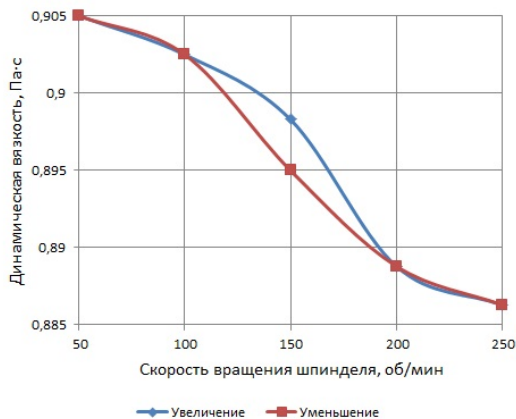


Рис. 4.4. Изменение динамической вязкости от скорости сдвига

Уплотнение завершается при температурах не ниже 90 °С для типа С, и не менее 80 °С для остальных типов.

Исходя из температур завершения уплотнения, можно видеть, что при завершении уплотнения асфальтобетонных смесей, битум, содержащийся в них, будет находиться в вязком состоянии, после

чего постепенно будет переходить в упруго-вязкое, оказывая такое же влияние на состояние асфальтобетона.

При открытии движения сразу же после завершения уплотнения асфальтобетонных смесей, транспортная нагрузка будет оказывать воздействие на асфальтобетон, тем самым вызывая пластические деформации, не нарушая на первоначальном этапе (до температуры покрытия равной 70 °С) структуры битума и асфальтобетона в целом. Это объясняется тем, что при данных температурах битум подчиняется ньютоновским законам течения жидкости, а давление, передаваемое транспортной нагрузкой, согласно закону Паскаля, будет передаваться во все его точки одинаково, тем самым вызывая миграции битума, и как результат утолщение битумных пленок, что приводит к снижению сопротивляемости асфальтобетона нагрузкам. Кроме того, это может привести к частичному разуплотнению вновь устроенного слоя.

Дальнейшее воздействие транспортной нагрузки, в особенности интенсивной, в период структурообразования асфальтобетона вызывает негативное влияние на его структуру по двум причинам, природа возникновения которых одинакова.

Воздействие транспорта вызывает возмущения колебаний покрытия, которое в итоге приводит к необратимому разрушению структуры битума и снижению его вязкости, и как следствие нарушения структурообразования асфальтобетона.

Кроме того, при распространении волн напряжений в упруго-вязких и вязко-пластичных средах происходит демпфирование: частичное превращение механической энергии в тепловую, тем самым увеличивая температуру покрытия и снижая его вязкость, что негативно сказывается на времени релаксации асфальтобетона. Так же это может привести к переходу битума в вязкое состояние, что приводит к негативным последствиям, описанным выше.

В итоге воздействие транспортной нагрузки на вновь устроенное асфальтобетонное покрытие приводит к снижению его прочности, накоплению деформаций, в том числе пластических, что негативно сказывается на транспортно-эксплуатационном состоянии и долговечности покрытий.

Однако в документах, регламентирующих устройство асфальтобетонных покрытий в Республике Беларусь [100, 101] отсутствуют требования, регламентирующие открытие движения после заверше-

ния уплотнения. Кроме того, данные ограничения отсутствуют в Украине, США и Российской Федерации [102–104].

Для оценки воздействия транспортной нагрузки на вновь устроенное асфальтобетонное покрытие были изготовлены образцы типа А, соответствующие СТБ 1033 и испытаны на сжатие согласно СТБ 1115. Однако подготовка к испытанию имела особенности.

После извлечения образца из формы он устанавливался на виброплощадку, где на образец передают давление 0,03 МПа, тем самым моделируя воздействие транспортной нагрузки. Время вибрации увеличивалось для каждой серии образцов. После завершения вибрации, образцы сразу же испытывались на сжатие. График снижения прочности на сжатие от времени вибрации показан на рисунке 4.5.

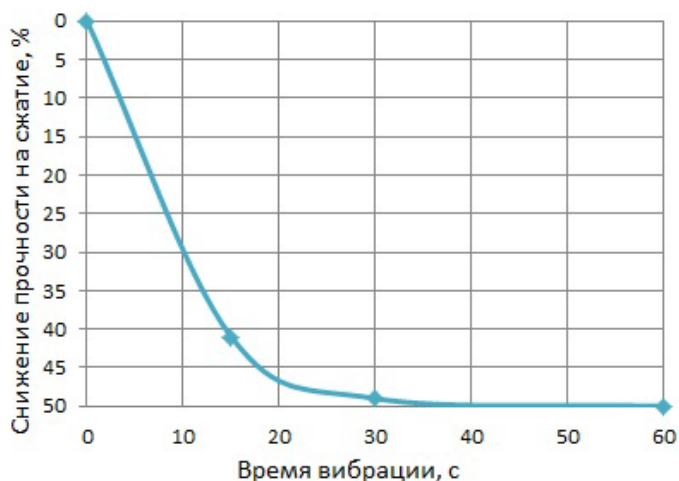


Рис. 4.5. Снижение прочности асфальтобетона от механического воздействия

По рисунку 4.5 видно, что воздействия, которые вызывают механические колебания, к которым и относится транспортная нагрузка, на вновь устроенный асфальтобетон, особенно продолжительные, приводят к снижению прочности асфальтобетона практически вдвое. Это подтверждает теоретические предпосылки о снижении долговечности асфальтобетонных покрытий под воздействием транспортной нагрузки, описанные выше.

Специфические свойства асфальтобетона, а в большей степени битума, как его основного компонента показывают, что воздействие транспортной нагрузки на вновь устроенные асфальтобетонные покрытия может негативно сказываться на их прочности и дефектности, ухудшая транспортно-эксплуатационное состояние дороги и снижая в итоге долговечность.

Теоретические предпосылки подтверждаются экспериментальными данными. Видно, что битумы, применяемые в Республики Беларусь, не обладают тиксотропными свойствами, а разрушение их структуры практически необратимо. Длительное механическое воздействие (вибрация) может вызывать снижение прочности асфальтобетона до 50 % [105].

Таким образом, необходимо не допускать начала движения транспорта, в том числе и построечного, по вновь устроенному асфальтобетонному покрытию после завершения уплотнения до тех пор, пока температура покрытия не снизится до 70 °С. Учет данных особенностей позволит снизить накопления деформаций на начальном этапе работы покрытия, что положительным образом будет сказываться на транспортно-эксплуатационном состоянии дороги, и как итог не приведет к снижению прочностных ее показателей и долговечности [106].

#### **4.6. Исследование напряженно-деформированного состояния конструктивных слоев дорожной одежды на различных полосах движения проезжей части в зависимости от параметров продольного профиля автомобильной дороги**

Исследование напряженно-деформированного состояния конструктивных слоев дорожной одежды на различных полосах движения проезжей части в разных температурно-влажностных условиях работы конструктивных слоев в зависимости от сезона года и в зависимости от геометрических характеристик конструкции проводилось путем экспериментальных натуральных измерений и теоретических расчетов методом компьютерного моделирования.

Таким образом для оценки динамического воздействия транспорта на усталость дорожных конструкций было проведено комплексное экспериментальное и расчетное исследование в следующей последовательности:

1. В ходе проведения натурных исследований по определению транспортно-эксплуатационных параметров дорожных одежд были получены реальные значения упругих прогибов конструкции от динамического воздействия штамповой нагрузкой на экспериментальных участках автомобильной дороги Р-1 Минск-Дзержинск.

2. На основании данных проекта и диагностики определена конструкция дорожной одежды, устроенная на экспериментальных участках автомобильной дороги Р-1 Минск-Дзержинск.

3. Составлена аналитическая компьютерная модель дорожной одежды, полностью имитирующая работу реальной конструкции под действием транспортной нагрузки.

4. Выполнен расчет напряженно-деформированного состояния конструкций выбранных экспериментальных участков автомобильных дорог методом компьютерного моделирования.

5. Определены значения параметров напряженно деформированного состояния, необходимые для оценки надежности и долговечности конструкции в разные периоды года: растягивающих напряжения при изгибе  $\sigma_t$ ,  $P_a$ ,  $t_{max}$  – максимальные касательные напряжения; нормальные напряжения, действующие на площадках с максимальными касательными напряжениями  $\sigma_t$ ,  $P_a$ .

5. Произведена оценка надежности и долговечности конструкций дорожных одежд по всей ширине проезжей части в различные периоды года, а также при различных значениях продольных уклонов, по критериям сдвигоустойчивости и устойчивости к усталостным разрушениям.

В качестве экспериментального объекта был выбран участок автомобильной дороги Р-1 Минск-Дзержинск км 33,200, для которого был произведен сбор данных с использованием программных продуктов РУП «Белдорцентр», а также с использованием проектной информации (данные предоставлены по запросу на проведение научных исследований).

Расчетные параметры конструкции дорожной одежды экспериментального участка предоставлены в таблице 5.5.

Модель дорожной одежды для произведения расчетов была создана в системе аналитического проектирования MSC.PATRAN. Задача статики в нелинейной постановке была решена посредством пакета конечно-элементного анализа MSC.MARC. Геометрическая модель дорожной одежды насчитывает шесть слоев и полупро-



странство, моделирующее работу рабочей зоны земляного полотна. Выбранная геометрическая модель в большой степени отражает работу реальной дорожной одежды экспериментального участка. Расчеты напряженно-деформированного состояния выполнялись от действия равномерно распределенной транспортной нагрузки  $P$ , соответствующей нагрузке на ось расчетного автомобиля 11,5 т (расчетная нагрузка  $A_2$ ). Нагрузка была приложена только в вертикальной и горизонтальной плоскостях в зависимости от значений продольного уклона.

Таблица 5.5 – Параметры конструкции дорожной одежды

Номер слоя	Материал	$h$ , м	$E_0$ , МПа	$E_{50}$ , МПа
1	Асфальтобетон щебеночно-мастичный марки I	0,04	5600	530
2	Асфальтобетон крупнозернистый пористый марки I	0,06	2800	360
3	Асфальтобетон крупнозернистый пористый марки II	0,06	2200	350
4	Щебень гранитный 25-60 по способу расклинки	0,25	320	320
5	Асфальтогранулят	0,15	220	220
6	Песок среднезернистый	0,45	120	120
7	Песок пылеватый	–	60	60

Расчет конструкции на сопротивление монолитных слоев усталостному разрушению при растяжении при изгибе произведен на основании п. 6.6 ТКП 45-3.03-112-2008.

В монолитных слоях дорожной одежды напряжения, возникающие при прогибе дорожной одежды под действием кратковременных повторных нагружений, не должны вызывать нарушения структуры материала и приводить к образованию трещин. Для этого должно выполняться условие:

$$K_3 \leq R_{\text{доп}} / \sigma_r,$$

где  $K_3$  – требуемый коэффициент прочности дорожной одежды с учетом заданного коэффициента надежности;

$R_{\text{доп}}$  – предельно допустимое напряжение изгиба материала слоя с учетом усталости, МПа;

$\sigma_r$  – полное растягивающее напряжение при изгибе, МПа; определяют расчетом.

Максимальные растягивающие напряжения при изгибе определялись в соответствии с теорией напряженно-деформированного состояния твердых тел исходя из определенных методом конечных элементов значений главных напряжений. Пример распределения растягивающих напряжений по толщине конструкции дорожной одежды приведен на рисунке 5.5.

Для выполнения исследования был применен метод конечных элементов (МКЭ), который позволил учесть в расчетах все геометрические и прочностные параметры конструкции дорожной одежды.

Предельно допустимые растягивающие напряжения при изгибе асфальтобетона  $R_{\text{доп}}$ , МПа, определяют по формуле:

$$R_{\text{доп}} = R_{\text{и}}(1 - 0,1t)K_{\text{м}}K_{\text{кн}}K_{\text{т}},$$

где  $R_{\text{и}}$  – прочность асфальтобетона на растяжение при изгибе с учетом повторности действия напряжений; принимают согласно приложению Б ТКП 45-3.03-112-2008, МПа;

$t$  – коэффициент нормированного отклонения;

$K_{\text{м}}$  – коэффициент учета снижения прочности асфальтобетона во времени от действия климатических факторов;

$K_{\text{т}}$  – коэффициент учета снижения прочности асфальтобетона в конструкции в результате температурных воздействий;

$K_{\text{кн}}$  – коэффициент учета кратковременности и повторности нагружения на дорогу.

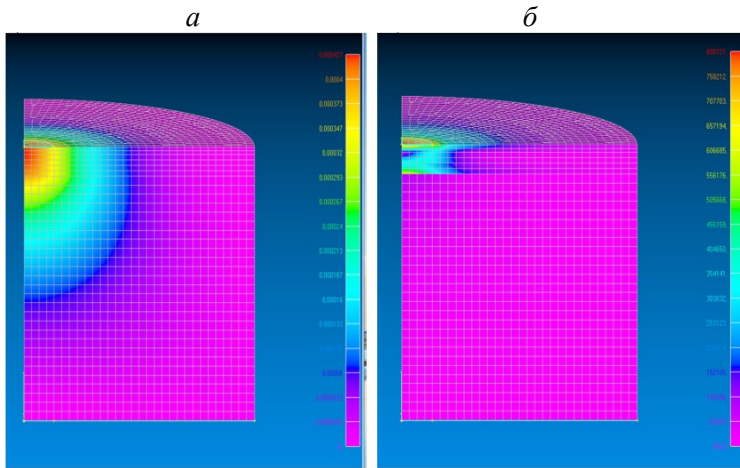


Рис. 5.5. Результаты расчета напряженно-деформированного состояния:  
*a* – пример распределения деформаций;  
*б* – пример распределения нормальных напряжений

Оценка надежности конструкции по критерию устойчивости к усталостным деформациям производилась по рассчитанным коэффициентам запаса прочности. Данные параметры были определены для условий воздействия транспортной нагрузки на первую полосу ( $K_3^1$ ) и вторую полосу ( $K_3^2$ ). Для расчетов были приняты фактические параметры транспортного потока, измеренные на экспериментальном участке.

На рисунке 5.6 представлены графики зависимости коэффициентов запаса прочности по критерию усталостной долговечности от значений параметра продольного уклона проезжей части.

Результаты проведенного обследования показывают, что продольные уклоны до 30 ‰ (не учитываемые в расчете согласно действующим ТНПА) влияют на усталостную долговечность конструктивных слоев дорожных одежд незначительно (в пределах 10 %). Сравнительный анализ коэффициентов запаса прочности показывает, что разрушающее воздействие транспортной нагрузки по данному критерию на 32 % выше на крайнюю правую полосу.

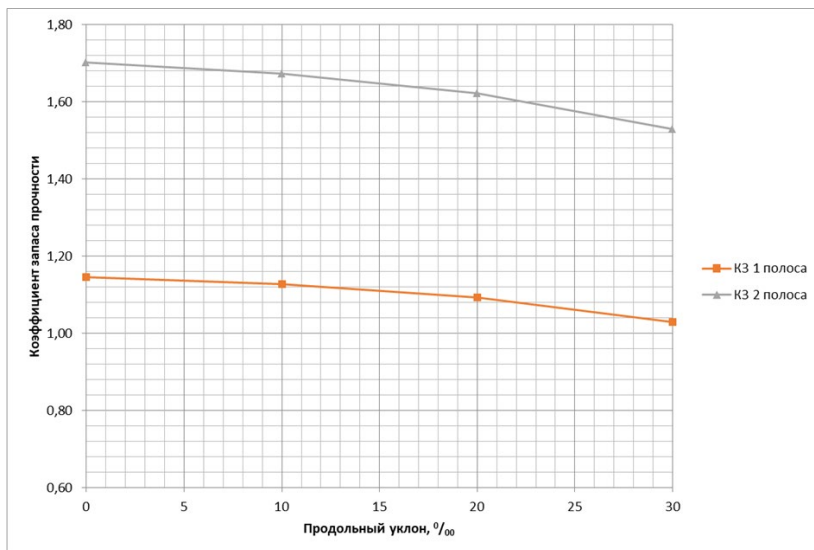


Рис. 5.6. График зависимости коэффициентов запаса прочности от значений параметра продольного уклона проезжей части

Снижение влияния воздействия транспортной нагрузки достигается применением разнопрочных дорожных конструкций [7]:

- применение асфальтобетонных смесей различной плотности в пределах первых полос;
- устройство армирующих прослоек из геосинтетических материалов в пределах правых полос;
- устройство слоев основания переменной толщины.

Выбор разнопрочной конструкции будет рациональным, если будет выполнено одно из условий:

- 1) при одинаковом сроке службы конструкции до капитального ремонта  $T_{сл}$  будет обеспечена меньшая стоимость дорожной одежды;
- 2) при одинаковой стоимости конструкции будет обеспечено увеличение расчетного срока службы на 2 года и более.

## **ГЛАВА 5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ**

В процессе эксплуатации асфальтобетонных покрытий, вследствие старения асфальтовяжущего, обусловленного воздействием транспортной нагрузки и погоднo-климатическими факторами, снижается усталостная долговечность асфальтобетона, при этом по глубине слоя интенсивность этих процессов уменьшается

Для замедления процессов старения асфальтобетонных покрытий, находящихся в эксплуатации, рекомендуется применять пропиточные материалы.

В качестве пропиточных материалов целесообразно использовать:

- эмульсии битумные катионные марок ЭБК-М-60, ЭБК-М-65, ЭБК-Б-65, ЭБК-Б-60 с последующим разбавлением их водой до 30–35%-ной концентрации;

- пропиточные материалы по ТНПА производителя, сертифицированные и разрешенные к применению органами Государственного санитарного надзора Министерства здравоохранения Республики Беларусь и обеспечивающие показатели качества.

Необходимо своевременно восстанавливать ровность дорожного покрытия путем устройства поверхностных обработок, защитных слоев и слоев износа, что позволит снизить разрушающее динамическое воздействие транспортных средств.

В зимний период года необходимо проводить щадящую противогололедную обработку покрытий с минимальным расходом материала.

### **5.1. Требования к состоянию ремонтируемых асфальтобетонных покрытий для перекрытия слоями асфальтобетона для увеличения усталостной долговечности**

Геометрические параметры ремонтируемого покрытия должны соответствовать принятым нормам дорожного полотна для данной категории. Ровность ремонтируемого покрытия должна соответствовать требованиям. В случае необходимости геометрические параметры и ровность ремонтируемого покрытия доводятся до требу-

емых путем фрезерования и / или путем устройства выравнивающего асфальтобетонного слоя.

Уровень дефектности ремонтируемого покрытия должен быть не ниже ДП 2.

Качество асфальтобетона ремонтируемой дорожной одежды определяют на выделенных в результате визуального осмотра характерных (однородных) участках с одинаковым типом дефектов (разрушений) покрытия. Качество асфальтобетона (водонасыщение, набухание, остаточная пористость) и прочность сцепления асфальтобетонных слоев определяют по результатам испытаний кернов (вырубок). Керны (вырубки) отбирают на каждом характерном участке не менее чем в трех местах на 7500 м<sup>2</sup> покрытия. Керны (вырубки) следует отбирать на всю глубину асфальтобетонных слоев на полосах наката на расстоянии не менее 1 м от края покрытия и не ближе 0,2 м от шва. Физико-механические свойства асфальтобетона слоев ремонтируемой дорожной одежды должны соответствовать требованиям СТБ 1033. Прочность сцепления асфальтобетонных слоев ремонтируемой дорожной одежды определяют по ТКП 059.1. При несоответствии физико-механических свойств асфальтобетона и прочности сцепления асфальтобетонных слоев ремонтируемой дорожной одежды требованиям СТБ 1033 и ТКП 059.1 необходимо предусмотреть фрезерование существующего покрытия на глубину этих слоев и, при необходимости, последующее выравнивание асфальтобетонной смесью.

По результатам испытаний кернов, отобранных из ремонтируемой дорожной одежды, определяют остаточный срок службы каждого слоя асфальтобетона.

В случае, если остаточный срок службы асфальтобетона в слоях ремонтируемой дорожной одежды менее 5 лет, необходимо предусмотреть фрезерование существующей дорожной одежды на глубину этих слоев и, при необходимости, последующее выравнивание асфальтобетонной смесью.

При наличии дефектов асфальтобетонного покрытия в виде сетки трещин, частых трещин, расстояние между которыми менее ширины покрытия, необходимо предусмотреть фрезерование существующей дорожной одежды на глубину трещин и, при необходимости, последующее выравнивание асфальтобетонной смесью.

При наличии деформаций асфальтобетонного покрытия в виде колеи глубиной более 10 мм необходимо определить устойчивость асфальтобетона деформированных слоев к пластическим деформациям. В случае несоответствия результатов испытания асфальтобетона одного или нескольких слоев требованиям настоящего необходимо предусмотреть фрезерование существующей дорожной одежды на глубину этих слоев и, при необходимости, последующее выравнивание асфальтобетонной смесью. В случае соответствия результатов испытания асфальтобетона требованиям настоящих правил необходимо предусмотреть мероприятия по устранению колеи до устройства нового слоя.

Виды и объемы дефектов существующего асфальтобетонного покрытия, допустимого в качестве основания для устройства асфальтобетонных слоев, приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Виды и объемы дефектов существующего дорожного покрытия, допустимого в качестве основания для устройства асфальтобетонных слоев

Наименование дефекта	Описание дефекта
Колейность	Углубление на проезжей части в продольном направлении, образовавшееся на полосе наката под действием транспортных средств (глубина колеи до 10 мм)
Заплаты	Участок, на котором материал дорожного покрытия был удален и заменен сходным или другим материалом, при площади менее 5 % от общей площади покрытия
Выкрашивание и шелушение	Поверхностное разрушение покрытия и отслаивание вяжущего вещества от минерального материала; площадь выкрашивания и шелушения менее 5 % от общей площади покрытия
Отдельные трещины	Поперечные и косые трещины, не связанные между собой, среднее расстояние между которыми не менее ширины покрытия

Отдельные трещины в ремонтируемом покрытии необходимо отремонтировать.

Покрытие должно быть очищено от грязи, пыли и строительного мусора. Имеющиеся на ремонтируемом покрытии разметочные материалы из пластика холодного нанесения и термопластика необходимо удалить до начала работ.

До устройства асфальтобетонного слоя на ремонтируемом участке имеющиеся дефекты должны быть устранены.

## **5.2. Применение пропиточной технологии для обеспечения усталостной долговечности асфальтобетонов**

Техническое решение по применению пропиточной технологии принимается на основании:

- результатов диагностики состояния покрытия по уровню дефектности;

- ведомостей дефектов по результатам обследования мостовых сооружений;

- рекомендаций специализированных организаций.

Основанием для применения пропиточной технологии могут быть:

- недостаточная водонепроницаемость асфальтобетона покрытия.

Асфальтобетон не является водонепроницаемым, если:

- после определения водонепроницаемости асфальтобетона на фильтровальной бумаге будут обнаружены следы воды;

- значение показателя «остаточная пористость» асфальтобетона покрытия превышает значение 5 %;

- несоответствие динамического модуля упругости асфальтобетона покрытия рекомендуемым значениям;

- срок эксплуатации слоя гидроизоляции мостового сооружения больше 10 лет;

- на покрытии имеются дефекты: трещины, сетка трещин, выбоины, заплаты, шелушение.

На автомобильных дорогах I–II категорий, а также на автомобильных дорогах III–VI категорий при наличии на покрытии дефектов в виде трещин, выбоин, заплат рекомендуется использовать пропиточный состав СПБ-1.



На автомобильных дорогах III–VI категорий при отсутствии на покрытии трещин, выбоин, заплат рекомендуется использовать пропиточный состав СПБ-2.

*Правила производства работ по восстановлению водонепроницаемости асфальтобетонных покрытий пропиточными составами*

Для восстановления водонепроницаемости покрытий необходимо использовать пропиточные составы.

Работы по восстановлению водонепроницаемости покрытий с применением пропиточной технологии должны выполняться в сухую погоду при температуре окружающего воздуха не ниже 15 °С.

Перед применением пропиточные составы необходимо перемешать любым доступным способом.

Перемешивание может производиться в автогудронаторе или другой емкости циркуляционной перекачкой насосом.

Время перемешивания зависит от объема пропиточного состава, производительности насоса и количества циркуляций (не менее одной).

Во избежание образования застойных зон в емкости врезку обратного трубопровода следует осуществлять в месте, противоположном месту забора жидкости.

Температура пропиточного состава СПБ-1 должна быть не более 50 °С, пропиточного состава СПБ-2 – не более 90 °С.

Технология восстановления водонепроницаемости покрытий с использованием пропиточного состава включает следующие технологические этапы:

- подготовительные работы;
- розлив пропиточного состава;
- распределение минеральных материалов (при необходимости).

Технологическая схема производства работ приведена на рисунке 5.1.

До начала производства работ необходимо:

- выполнить контроль качества исходных материалов;
- установить ограждения и технические средства организации дорожного движения;
- устранить имеющиеся повреждения и деформации покрытия (выбоины, трещины);

- очистить покрытие от пыли и грязи механизированными щетками за 2–3 прохода по одному следу;
- удалить ранее устроенную разметку, выполненную из термопластика или пластика холодного нанесения.

Розлив пропиточного состава осуществляется автогудронатором.

При незначительных площадях обрабатываемых поверхностей на дорогах местного значения, в местах недоступных для автогудронатора, а также при рекомендациях производителя пропиточного состава допускается распределение пропиточного состава вручную с использованием скребков, гладилок, пульверизаторов и т. д.

Рекомендуемые нормы расхода пропиточных составов: СПБ-1 – 0,3–0,5 л/м<sup>2</sup>, СПБ-2 – 0,3–0,6 л/м<sup>2</sup>. Марка и норма расхода могут быть изменены в соответствии с рекомендациями производителя пропиточного состава, а также на основании результатов определения глубины проникновения пропиточного состава. Оптимальными считаются марка и минимальный расход пропиточного состава, при которых достигается максимальная глубина проникновения пропиточного состава в образец.

Движение автотранспорта открывают после полного высыхания пропиточного состава, определяемого визуальным и тактильным методами, но не ранее 3 часов с момента розлива пропиточного состава. Время полного высыхания зависит от погодных условий и свойств пропиточного состава.

При невозможности полного перекрытия движения работы вначале выполняются на одной полосе движения, а затем, после полного впитывания и высыхания пропиточного состава, – на другой.

Если на участке покрытия невозможно перекрыть движение автотранспорта до полного высыхания пропиточного состава, то после розлива пропиточного состава и перед открытием движения автотранспорта производят россыпь песка природного или песка из отсева дробления механизированным способом или вручную с расходом 2,0–3,0 кг/м<sup>2</sup>.

Обнаруженные участки покрытия с неравномерным распределением материалов и с нарушением сплошности нанесения обрабатываются повторно механизированным способом или вручную.

В течение суток после выполнения работ рекомендуется ограничение скорости движения автотранспорта до 40 км/ч.

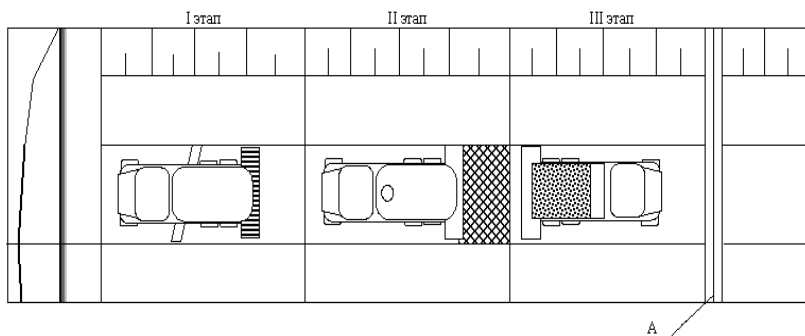


Рис. 5.1. Технологическая схема производства работ:

I этап – установка технических средств организации дорожного движения и очистка покрытия от пыли и грязи; II этап – розлив пропиточного состава;

III этап – распределение песка (при необходимости);

А – снятие технических средств организации движения, пропуск автотранспорта с ограничением скорости движения до 40 км/ч

### 5.3. Повышение срока службы ремонтной карты

Резервы повышения устойчивости отремонтированных участков асфальтобетонных покрытий после ямочного ремонта связаны прежде всего с повышением прочности зоны стыка материалов ремонтной карты с материалом существующего покрытия. Хрупкие микроразрушения ремонтируемого покрытия, возникшие при обрезке контура карты, а также влияние погодных-климатических факторов во время производства ремонтных работ способствуют тому, что материал покрытия по плоскости стыка является самым слабым.

Анализ показывает, что потенциально усилить зоны сопряжения существующего покрытия и ремонтной карты можно за счет уменьшения в них растягивающих и сдвигающих напряжений. Анализ равновесия действующих усилий в зоне стыка дает возможность сравнивать величины касательных напряжений при разных наклоне и форме плоскости сопряжения материалов [107, 108].

В связи с этим возникает задача рассмотреть с точки зрения теории упругости оценку возникающих напряжений в зоне стыка ремонтной карты в зависимости от разного наклона плоскости сопряжения материалов: заполняющего карту и существующего покрытия.

Актуальность исследования определяется отсутствием литературных источников по данной теме и соответствующих нормативных документов.

### *Обоснование расчетной системы*

Материал в окрестности стыка ремонтной карты подвержен действию нагрузки от колеса автомобиля и испытывает объемное напряженное состояние близкое к асимметрическому. Пусть на поверхность упруго-изотропного массива действует нагрузка в виде бесконечной полосы шириной  $b$ . Теоретически фрагмент ремонтной карты испытывает с некоторым приближением плоское деформированное состояние. Нагрузка, прикладываемая на полосу, учитывая ее малую толщину, принята как равномерно распределенная с интенсивностью  $P$  и шириной  $b$ .

Конструкция дорожного покрытия (рисунок 5.2) предусматривает четыре слоя, имеющие разную жесткость, которая определяется модулем упругости  $E$ . Кроме того, материал заделки ремонтной карты также отличается по своей жесткости от окружающих слоев. Коэффициент Пуассона для всех слоев принимался одинаковым. Границы между слоями располагались горизонтально, а толщина слоев считалась постоянной. Слои жестко сцеплены друг с другом и не могут проскальзывать относительно друг друга. Перемещения, вызванные деформацией слоев дорожного покрытия малы по сравнению с их толщиной. Поэтому задача рассматривается как геометрически линейная. Принято, что материал слоев деформируется по линейному закону (закону Гука). В связи с этим, задача физически линейная. Для решения задачи использованы методы линейной (классической) теории упругости. В настоящее время отсутствует аналитическое решение для расчета многослойной системы, нагруженной вертикальной полосовой нагрузкой. Поэтому использован численный метод – метод конечных элементов.

Для получения численного решения использован программный комплекс Autodesk Robot Structural Analysis Professional [109, 110]. Под нагрузкой выделена аппроксимирующая область. Для исключения влияния граничных условий по краям выделенной области ее размеры приняты значительно большими ширины нагрузки –  $B \geq 3b$ . Конечный элемент имеет кубовидную форму с размером

ребра 10 мм и содержит восемь узлов, расположенных на его вершинах. Каждый узел имеет шесть степеней свободы. Таким образом, в каждом конечном элементе имеется 48 степеней свободы. Используемая аппроксимация перемещений в конечном элементе имеет линейный характер. Поэтому в объеме каждого конечного элемента деформации и напряжения постоянные.

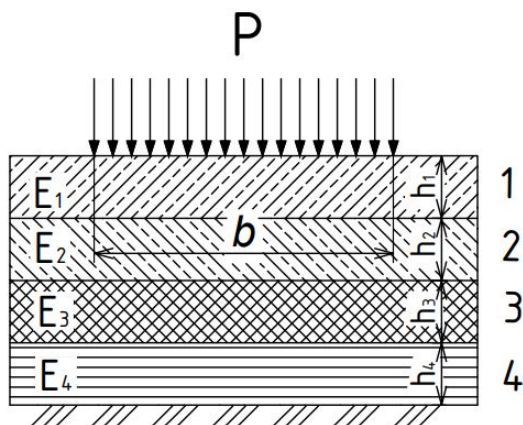


Рис. 5.2. Расчетная схема для определения напряженного состояния

Конечные элементы связаны друг с другом и опорами только в своих вершинах. Построение численной модели осуществляется послойной укладкой горизонтальных рядов конечных элементов. По толщине выделенной полосы взят только один слой конечных элементов. Чтобы обеспечить условие плоской деформации каждый узел построенного слоя прикрепляется к опорам горизонтальными связями, в поперечном направлении – к плоскости слоя. В связи с большим удалением нижней границы аппроксимирующей области, а значит и слабым влиянием границы на решение, для нее принято условие защемления. Поэтому узлы нижнего ряда прикрепляются к опоре тремя связями.

Размеры и положение аппроксимирующей области выбирались так, чтобы вертикаль, проведенная через середину нагрузки, делила эту область на две равные части. Распределенная нагрузка собира-

ется в узлы и задается вертикальными сосредоточенными силами, приложенными к узлам верхнего ряда конечно-элементной модели

С учетом [111, 112] физические и конструктивные параметры слоев дорожной одежды приведены в таблице 5.2.

Так как ниже расположенные слои дорожной одежды не оказывают существенного влияния на напряженное состояние в области стыка ремонтной карты, то они не были включены в область аппроксимации.

Таблица 5.2 – Физические и конструктивные параметры слоев дорожной одежды

№ слоя	Наименование материала	Толщина слоя $h$ , мм	Модуль упругости $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона $\nu$
1	Асфальтобетон плотный	50	4500	0,3
2	Асфальтобетон пористый	80	2600	0,3
3	Щебень	250	900	0,3
4	Песок средней крупности	500	120	0,3

Для сравнительного расчета приняты следующие данные. Ширина аппроксимирующей области 2000 мм, а высота 130 мм. Ширина полосы нагружения равна диаметру круга, эквивалентному отпечатку колеса, и составляет 370 мм. Интенсивность нагрузки 0,6 МПа.

В результате расчета нормальных и касательных напряжений с учетом и без учета слоистости материалов получены данные максимальных их значений, отнесенных к среднему давлению нагрузки (таблица 5.3).

Очевидно, что отличие напряженного состояния для случая учета и без учета слоистости незначительное. Поэтому оценка напряженного состояния исследуемой области может быть дана исходя из решения, полученного без учета слоистости. При этом погрешность не будет превышать 5 %. Таким образом можно перейти к определению сдвигающих напряжений без учета слоистости системы.

Таблица 5.3 – Сравнение максимальных напряжений в дорожной конструкции

Вид напряжения	Значение напряжений, МПа		Отличие, %
	без учета слоистости	с учетом слоистости	
Нормальное $\sigma_z$	-0,19	-0,20	5,0
Нормальное $\sigma_y$	-0,84	-0,87	3,4
Касательное $\tau_{zy}$	-0,17	-0,16	5,0

*Определение растягивающих напряжений по стыку ремонтной карты*

В работе рассмотрено однородное полупространство, нагруженное полосовой равномерно распределенной нагрузкой шириной  $b$  и интенсивностью  $p$ . Расчетная схема представлена на рисунке 5.3.

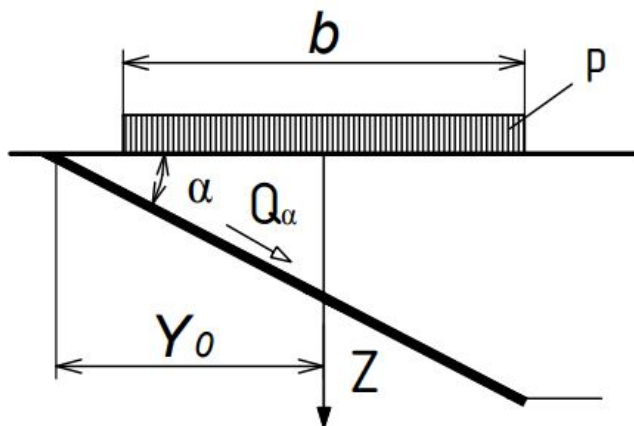


Рис. 5.3. Расчетная схема для определения сдвигающих напряжений по стыку ремонтной карты

Упругое пространство испытывает плоское деформированное состояние. В поставленной задаче используется полученное аналитическое решение теории упругости [113] для бесконечной полосы, загружающее упругое полупространство. Данное решение позволя-

ет определить значения напряжений  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{yz}$  для любой точки полупространства по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= -\frac{p}{\pi} \left[ \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm\beta_2) - \frac{1}{2} \sin(\pm\beta_2) \right]; \\ \sigma_y &= -\frac{p}{\pi} \left[ \beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm\beta_2) + \frac{1}{2} \sin(\pm\beta_2) \right]; \\ \tau_{yz} &= \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1); \end{aligned} \quad (5.1)$$

где  $\beta_1 = \arctan\left(\frac{z}{y+b/2}\right)$ ;

$\beta_2 = \arctan\left(\frac{z}{y-b/2}\right)$ .

Знаки  $\beta_2$  устанавливаются в зависимости от расположения расчетной точки по отношению к створу нагрузки. Если расчетная точка расположена так, что ее проекция на границе полупространства находится за границами нагрузки, то  $\beta_2 > 0$ , если в пределах нагрузки, то  $\beta_2 < 0$ .

Принято, что площадь сцепления материалов – это плоская площадка, наклоненная к границе полупространства под углом  $\alpha$ . Учитывая, что полупространство испытывает плоское деформированное состояние, сдвигающие касательные напряжения могут быть определены по формуле:

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \cdot \sin 2\alpha + \tau_{yz} \cos 2\alpha. \quad (5.2)$$

Разделив плоскость сцепления материалов на площадки и зная касательные напряжения на них, можно вычислить сдвигающую силу, приложенную к площадке по формуле:

$$Q_\alpha = \Delta S \sum_{k=1}^n \tau_\alpha; \quad (5.3)$$



где  $\Delta S$  – размер участка на наклонной площадке;

$n$  – количество участков на площадке.

Используя приведенные выше формулы и произведя расчет в зависимости от приложения нагрузки на различном расстоянии от стыка, были получены результаты, показывающие как изменяются максимальные касательные напряжения в зависимости от различного наклона плоскости стыка ремонтной карты к вертикали и глубины выбоины. Результаты показаны в таблице 5.4.

По данным таблицы 5.4 построен график зависимости максимальных касательных напряжений от глубины выбоины (рисунок 5.4).

Проведенный анализ исследований и расчетов показал, что максимальные касательные (сдвигающие) напряжения принимают наибольшие значения при вертикальной плоскости стыка ремонтной карты, устроенной по традиционной технологии проведения ямочного ремонта дорожных асфальтобетонных покрытий (угол  $90^\circ$ ).

Таблица 5.4 – Максимальные сдвигающие напряжения при различных углах наклона плоскости стыка

Удаленность нагрузки от края стыка, мм	Угол наклона плоскости сопряжения, град	Глубина выбоины, мм	Максимальные сдвигающие напряжения, МПа
186	90	50	0,190
186	90	100	0,190
186	60	50	0,140
186	60	100	0,140
186	45	50	0,124
186	45	100	0,157
186	25	50	0,130
186	25	100	0,112

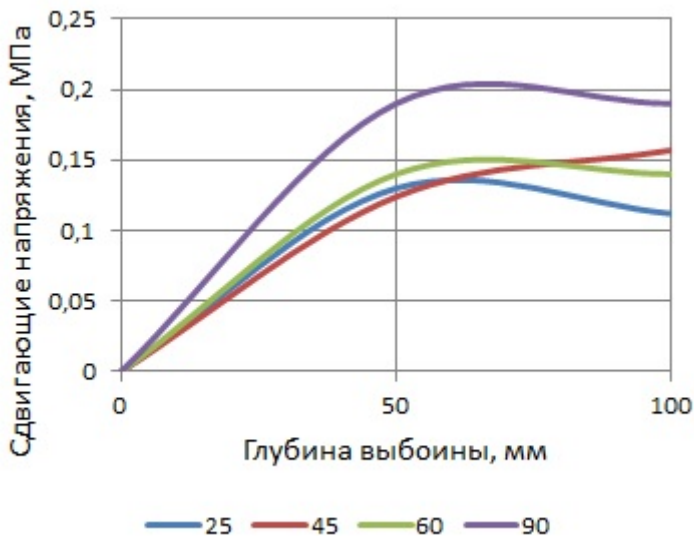


Рис. 5.4. Зависимость максимальных касательных напряжений от глубины выбоины при различных углах наклона плоскости стыка ремонтной карты

В целях снижения максимальных сдвигающих напряжений, возникающих при наезде колеса автомобиля на стык ремонтной карты рекомендуется:

- при устройстве ремонтных карт глубиной до 70 мм целесообразно устраивать стык сопряжения асфальтобетонного покрытия с укладываемым материалом под углом  $45^\circ$  к вертикали;
- в случае, когда ремонтная карта устраивается глубиной от 70 до 100 мм, его рекомендуется устраивать под углом  $25^\circ$  к вертикали.

Технологически это можно выполнить, используя для устройства плоскости стыка фрезу. Поверхность стыка будет иметь округлое очертание. В таком случае, в зависимости от диаметра барабана фрезы и толщины покрытия, будет изменяться угол наклона касательной к окружности. Так, например, в случае применения фрезы дорожной ДЭМ-121 для трактора МТЗ с диаметром барабана 550 мм, угол наклона будет принимать значения от 0 до  $35^\circ$ . Это позволит не только снизить величину касательных напряжений у стыка, но так же и уменьшить количество ручного труда [114].

Учитывая малую глубину карты в верхней части наклонного стыка, что недостаточно для качественного уплотнения плотных смесей, то для ремонта по предлагаемой технологии необходимо использовать самоуплотняющиеся битумоминеральные горячие литые смеси.

### *Определение границ ремонтной карты*

Повышение срока службы ремонтной карты по предлагаемой технологии возможно только при правильном определении границ карты. Для этого целесообразно использовать критерий плотности асфальтобетонного покрытия. Установлено, что асфальтобетон в окрестностях выбоины имеет меньшую плотность, чем в покрытии без дефектов. Это и является одной из причин разрушения покрытия. Поэтому устройство стыка ремонтной карты в дефектном покрытии (с плотностью меньше, чем у нормального покрытия) негативно скажется на ее сроке службы. Для определения границ устройства ремонтной карты возможно использовать прибор типа RQI. Он позволяет определить плотность покрытия, либо коэффициент относительного уплотнения. Чтобы определить границы устройства ремонтной карты вначале определяется плотность покрытия без дефектов, а затем последовательно измеряя плотность от края разрушенного покрытия, определяется место, где покрытие имеет плотность равную плотности покрытия без дефектов. Устройство стыков в прочном и плотном покрытии позволит увеличить срок службы покрытия [115].

С учетом теории упругости произведена оценка возникающих напряжений в зоне стыка ремонтной карты после проведения ямочного ремонта дорожных асфальтобетонных покрытий. Оценка проводилась в зависимости от глубины выбоины и разного положения плоскости сопряжения материалов. Решение получено в условиях плоской деформации.

Проведенный анализ исследований и расчетов показал, что максимальные касательные (сдвигающие) напряжения принимают наибольшие значения при вертикальной плоскости стыка ремонтной карты, устроенной по традиционной технологии проведения ямочного ремонта дорожных асфальтобетонных покрытий (угол  $90^\circ$ ).

Снижение максимальных сдвигающих напряжений, возникающих при наезде колеса автомобиля на стык ремонтной карты проявляется:

- при устройстве ремонтных карт глубиной до 70 мм целесообразно устраивать стык сопряжения асфальтобетонного покрытия с укладываемым материалом под углом  $45^\circ$  к вертикали;

- в случае, когда ремонтная карта устраивается глубиной от 70 до 100 мм, его рекомендуется устраивать под углом  $25^\circ$  к вертикали.

Предложенный способ определения границ устройства ремонтной карты по критерию плотности покрытия позволит увеличить срок службы ремонтной карты.

Данная технология устройства плоскости стыка ремонтной карты может быть наиболее эффективно применена при использовании в качестве ремонтного материала битумоминеральных горячих литых смесей, не требующих уплотнения.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В монографии рассмотрены проблемы усталостной долговечности асфальтобетона и пути их решения на всех этапах жизненного цикла.

В первой главе были рассмотрены основные понятия об усталостной долговечности дорожного асфальтобетона. В частности, был изучен характер разрушения асфальтобетонных покрытий. Было рассмотрено усталостное разрушение асфальтобетонов с точки зрения различных теорий и описан механизм его усталостного разрушения. Кроме того, были изучены и проанализированы экспериментальные методы исследования усталостных свойств асфальтобетонов.

Во второй главе были сформулированы теоретические основы обеспечения усталостной прочности. Так были проанализированы как классические, так и новые теории предельных состояний и прочности.

Особое внимание уделено повышению усталостной прочности дорожных асфальтобетонов на стадии подбора смеси. Для этого был проведен обзор методов проектирования состава асфальтобетонных смесей, которые применялись и применяются как в Беларуси, так и за рубежом с учетом обеспечения усталостной долговечности. Были разработаны правила подбора составов смесей, устойчивых к образованию дефектов. Даны рекомендации по повышению усталостной прочности на стадии подбора асфальтобетонных смесей. Рассмотрены возможности учета реологических характеристик асфальтобетонов при обеспечении усталостной долговечности и долговременной прочности дорожных конструкций

Не менее важным является обеспечение усталостной прочности дорожных асфальтобетонов на стадии устройства асфальтобетонных покрытий. Рассмотрена роль технологической наследственности в снижении характеристик свойств материалов при их обработке. Были разработаны правила приготовления асфальтобетонных смесей и устройства слоев дорожной одежды. Также были предложены мероприятия по повышению усталостной прочности асфальтобетона на стадии приготовления смеси и мероприятия по повышению усталостной прочности асфальтобетона на стадии укладки смеси. Отдельное внимание уделено повышению усталостной

прочности вновь устроенных асфальтобетонных покрытий под воздействием транспортной нагрузки. Исследовано напряженно-деформированное состояние конструктивных слоев дорожной одежды на различных полосах движения проезжей части в зависимости от параметров продольного профиля автомобильной дороги и предложено устройство разнопрочных дорожных одежд для повышения усталостной долговечности асфальтобетонов.

Обеспечение усталостной долговечности асфальтобетонов на стадии эксплуатации асфальтобетонных покрытий является одним из главных направлений на сегодняшний день. В монографии разработаны требования к состоянию ремонтируемых асфальтобетонных покрытий из асфальтобетона для повышения усталостной долговечности. Предложено применение пропиточной технологии для обеспечения усталостной долговечности асфальтобетонов. Изучены возможности повышения срока службы ремонтной карты и прилегающего асфальтобетонного покрытия.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Веренько, В. А. Деформации и разрушения дорожных покрытий. Причины и пути устранения : монография / В. А. Веренько. – Минск : Беларуская Энцыклапедыя імя Пятруся Броўкі, 2008. – 304 с.
2. Тришин, Г. Г. Прочность многополосных дорож / Г. Г. Тришин, Р. З. Порицкий, В. П. Корюков // Автомобильные дороги. – 1978. – № 9. – С. 22–23.
3. Факторы, определяющие характер напряженно-деформированного состояния дорожной конструкции на различных полосах движения транспорта / Е. М. Жуковский [и др.] // Автомобильные дороги и мосты. – 2021. – № 2. – С. 14–23.
4. Влияние укрепленных элементов обочин на изменение дефектности по ширине дорожных покрытий / Е. М. Жуковский [и др.] // Автомобильные дороги и мосты. – 2022. – №1. – С. 19–27.
5. Жуковский, Е. М. Оценка эксплуатационного состояния дорожных покрытий по ширине проезжей части / Е. М. Жуковский, А. В. Корончик // Дорожное строительство и его инженерное обеспечение [Электронный ресурс] : материалы Международной научно-технической конференции / редкол.: С. Е. Кравченко (гл. ред.) [и др.] ; сост. В. А. Ходяков. – Минск : БНТУ, 2021. – С. 65–71.
6. Жуковский, Е. М. Анализ воздействия транспортной нагрузки на неравномерное разрушение по ширине нежестких дорожных одежд / Е. М. Жуковский // Дорожное строительство и его инженерное обеспечение [Электронный ресурс] : материалы Международной научно-технической конференции / редкол.: С. Е. Кравченко (гл. ред.) [и др.] ; сост. В. А. Ходяков. – Минск : БНТУ, 2021. – С. 48–53.
7. Жуковский, Е. М. Особенности воздействия транспорта на конструкции нежестких дорожных одежд и их учет при проектировании конструкций / Е. М. Жуковский, А. В. Корончик, С. Е. Кравченко // Каспий и глобальные вызовы : Материалы Международной научно-практической конференции, Астрахань, 23–24 мая 2022 года / Составители: О. В. Новиченко [и др.]. – Астрахань : Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение

высшего профессионального образования «Астраханский государственный университет», 2022. – С. 888–893.

8. Рыбьев, И. А. Асфальтовые бетоны : [учеб. пособие для строит. и автомоб.-дор. вузов] / И. А. Рыбьев. – Москва : Высш. школа, 1969. – 398 с.

9. Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия: СТБ 1033-2016. – Введ. 2016-01-27. – Минск.: Госстандарт, 2016.

10. Специальное материаловедение : учеб. пособие для вузов / В. Я. Черных [и др.]. – Санкт-Петербург : Гиорд, 2007. – 261 с.

11. Volterra, V. Sur l'équilibre des corps élastiques multiplement connexes / V. Volterra // Annales scientifiques de l'École Normale Supérieure. – 1907. – Vol. 24. – P. 401–517.

12. Taylor, G. I. The mechanism of plastic deformation of crystals. Part I. –Theoretical / G. I. Taylor // Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character. – 1934. – Vol. 145. – P. 362–387.

13. Orowan, E. Zur Kristallplastizität. III – Über den Mechanismus des Gleitvorganges / E. Orowan // Zeitschrift für Physik. – 1934. – Vol. 89. – P. 634–659.

14. Polanyi, M. Über eine Art Gitterstörung, die einen Kristall plastisch machen könnte / M. Polanyi // Zeitschrift für Physik. – 1934. – Vol. 89. – P. 660–664.

15. Burgers, J. M. Geometrical considerations concerning the structural irregularities to be assumed in a crystal / J.M. Burgers // Proc. Phys. Soc. (London) . – 1932. – Vol. 52. – P. 23–33.

16. Griffith, A. A. VI. The phenomena of rupture and flow in solids / A. A. Griffith // Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences. – 1921. – Vol. 221. – P. 163–198.

17. Левин, В. А. Избранные нелинейные задачи механики разрушения / В. А. Левин, Е. М. Морозов, Ю. Г. Матвиенко. – Москва : ФИЗМАТЛИТ, 2004. – 408 с.

18. Кравченко, С. Е. Усталостное разрушение асфальтобетона / С. Е. Кравченко // Строительная наука. – 2005. – № 5. – С. 32–36.

19. Калашникова, Т. Н. Строительство и ремонт асфальтобетонных покрытий : учебное пособие / Т. Н. Калашникова, М. Б. Сокольская. – Москва : Экон-Информ, 2010. – 344 с.



20. Дорожные одежды с основаниями из укрепленных материалов / Ю. М. Васильев [и др.]. – Москва : Транспорт, 1989. – 191 с.
21. Дорожный асфальтобетон / Л. Б. Гезенцвей, Н. В. Горельшев, А. М. Богуславский, И. В. Королев; под ред. Л. Б. Гезенцвея. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Транспорт, 1985. – 350 с.
22. Проектирование дорожных одежд / Н. Н. Иванов [и др.]. – Москва : Автотрансиздат, 1955. – 250 с.
23. Технология и организация строительства автомобильных дорог : учебник для вузов / Н. В. Горельшев [и др.] ; под редакцией Н. В. Горельшева. – Москва : Транспорт, 1992. – 550 с.
24. Ковалев, Я.Н. Физико-химические основы технологии строительных материалов : учебно-методическое пособие / Я. Н. Ковалев ; Министерство образования Республики Беларусь, Белорусский национальный технический университет. – Минск : БНТУ, 2007. – 263 с.
25. Долговечные асфальтобетонные покрытия автомобильных дорог, мостов и улиц / [В. А. Веренько и др.] ; под редакцией В. А. Веренько. – Минск : Арт Дизайн, 2015. – 291 с.
26. Илиополов, С. К. Долговечность асфальтобетонных покрытий в условиях роста динамического воздействия транспортных средств / С. К. Илиополов, Е. В. Углова. – Москва : Информавтодор, 2007. – 84 с.
27. Топоров, Д. В. Кинетика упругопластического деформирования диска паровой турбины в зависимости от истории нагружения / Д. В. Топоров // Труды Академэнерго. – 2008. – № 2. – С. 69–78.
28. Гриб, В. В. Накопление усталостных повреждений и оценка остаточного ресурса деталей с учетом изнашивания трибосопряжений в машине / В. В. Гриб, И. М. Петрова // Вестник Московского автомобильно-дорожного института (государственного технического университета). – 2005. – № 4. – С. 22–26.
29. Сосновский, Л. А. О полной кривой усталости / Л. А. Сосновский, Е. С. Таранова, С. А. Тюрин // Механика машин, механизмов и материалов. – 2012. – № 2(19). – С. 41-49.
30. Радовский, Б. С. Проблемы механики дорожно-строительных материалов и дорожных одежд/ Б. С. Радовский // избр. Труды. – К.: 2003. – 240 с.
31. Руденский, А. В. Дорожные асфальтобетонные покрытия/ А. В. Руденский. – М.: Транспорт, 1992. – 254 с.

32. Исследование усталости асфальтобетона / А. В. Руденский, Т. Н. Калашникова // Труды Гипродорнии. – 1973. – Вып. 7. – С. 3–13.

33. Салль, А. О. Исследование органических вяжущих материалов для дорожного строительства / А. О. Салль. – М.: 1969. – С. 102–115.

34. Салль, А. О. К вопросу о конструировании дорожных одежд с асфальтобетонными основаниями / А. О. Салль // Труды Союздорнии. – 1979. – Вып. 114. – С. 13–20.

35. Салль, А. О. Механические свойства асфальтобетона при изгибе кратковременными нагрузками / А. О. Салль // Труды Союздорнии. – 1969. – Вып. 34. – С. 43–50.

36. Салль, А. О. Механические свойства асфальтобетона при изгибе кратковременными нагрузками / А. О. Салль // Труды Союздорнии. – 1971. – Вып. 47.

37. Салль, А. О. Уточнение расчетных параметров битумоминеральных материалов при воздействии повторных нагрузок / А. О. Салль // Труды Союздорнии. – 1974. – Вып. 78.

38. Салль, А. О. Эффективное применение асфальтобетона в дорожных конструкциях / А. О. Салль // ЛДНТП, 1981.

39. Распределение энергии воздействия движущегося транспорта в элементах системы «дорожная конструкция–грунт» / С. К. Илиополов, А. А. Ляпин, М. Г. Селезнев, Е. В. Углова // Дороги. Наука и техника в дорожной области. – М.: 2001. – № 4. – С. 8–10.

40. Долговечность асфальтобетонных покрытий в условиях роста динамического воздействия транспортных средств / С. К. Илиополов, Е. В. Углова // Обзорная информация. Автомоб. дороги и мосты. – 2007. – Вып. 4. – 84 с.

41. Илиополов, С. К. Усталостное разрушение асфальтобетона в широком частотном диапазоне / С. К. Илиополов, Е. В. Углова, О. В. Дровалева // Дороги и мосты. – 2007. – № 1(17). – С. 245–251.

42. Участие в исследованиях и разработке рекомендаций по обеспечению структурной устойчивости асфальтобетона с учетом его напряженно-деформированного состояния в условиях современных транспортных нагрузок [Электронный ресурс]: отчет о НИР (заключительный) : X/Д 3129 / кол. авт. Белорусский национальный технический университет (Минск); рук. В. А. Веренько; исполн. Л. И. Шевчук, В. В. Занкович, А. А. Афанасенко, А. А. Макаревич, В. В. Хомич, П. А. Лабанов, П. П. Яцевич. – Электрон. дан. –

Минск: [б. и.], 2007. – 1 электрон. опт. диск (CD-ROM). – N ГР 20072304. – Систем. требования: IBM PC; Windows 98 и выше; CD-ROM дисковод; мышь. – Загл. с экрана.

43. Исследование анизотропии горных пород в напряженном состоянии на пространственно ориентированном керне / И. Б. Шульга, А. М. Ратников, Р.С. Ярославцев [и др.] // Инженер-нефтяник. – 2015. – № 3. – С. 11–15.

44. Разработка методики определения износостойкости асфальтобетона [Электронный ресурс]: отчет о НИР (заключительный): ГБ 20-12 / Белорусский национальный технический университет (Минск); рук. Е. П. Ходан; отв. исполн. Д. М. Гайдук. – Электрон. дан. – Минск: [б. и.], 2020. – 1 электрон. опт. диск (CD-RW). - N ГР 20200665. – Систем. требования: IBM PC - совместимый ПК; Windows XP и выше; CD-ROM дисковод; мышь. – Загл. с титул. экрана: 0.00.

45. Руденский, А. В. Современный метод проектирования состава асфальтобетона по асфальтовому вяжущему / А. В. Руденский // Дороги и мосты. – 2009. – № 1(21). – С. 201–207.

46. Ковалев, Я. Н. Дорожно-строительные материалы и изделия : учебно-методическое пособие / Я. Н. Ковалев, С. Е. Кравченко, В. К. Шумчик. – Минск : Новое знание, 2013. – 630 с.

47. Дороги автомобильные общего пользования. Смеси асфальтобетонные дорожные и асфальтобетон. Система объемно-функционального проектирования. Технические требования : ГОСТ Р 58401.1-2019. – М., 2019. – 16 с.

48. Дороги автомобильные общего пользования. Смеси горячие асфальтобетонные и асфальтобетон. Технические условия : ГОСТ Р 58406.2-2020. – М., 2020. – 28 с.

49. Коленик, Д. А. Практический опыт внедрения системы «Суперпейв» / Д. А. Коленик // Мир дорог. – 2014. – № 74. – С. 30–33.

50. Современный подход к проектированию составов асфальтобетонов / М. О. Кретинина [и др.] // Молодой ученый. – 2017. – № 21.1 (155.1). – С. 144–145.

51. Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Методы испытаний : СТБ 1115-2013. – Минск, 2013. – 50 с.

52. Иванов, Н. Н. Строительство автомобильных дорог / Н. Н. Иванов. – М : Автотрансиздат, 1957.

53. Игошкин, Д. Г. Метод проектирования составов асфальтобетона с обоснованием применения высококачественных исходных материалов / Д. Г. Игошкин, Д. В. Кошелев // Автомобильные дороги и мосты. – 2012. – № 2 (10). – С. 32–39.

54. В поисках панацеи / А. В. Белоусов [и др.] // Мир дорог. – 2014. – № 74. – С. 53–55.

55. Игошкин, Д. Г. Применение метода объемного проектирования составов асфальтобетонных смесей в Республике Беларусь / Д. Г. Игошкин, С. А. Тимофеев // Автомобильные дороги и мосты. – 2021. – № 2. – с. 52– 60.

56. Смеси асфальтобетонные горячие и асфальтобетон, подобранные методом объемного проектирования для автомобильных дорог с высокой интенсивностью движения : ТУ ВУ 190893882.017-2020. – Минск, 2020. – 28 с.

57. Рекомендации по подбору составов асфальтобетонных смесей методом объемного проектирования : ДМД 33200.013-2021. – Минск, 2021. – 45 с.

58. Смеси асфальтобетонные дорожные и асфальтобетон. Система объемно-функционального проектирования. Правила проектирования : ГОСТ Р 58401.3-2019. – М., 2019. – 12 с.

59. Сетки проволочные тканые с квадратными ячейками. Технические условия : ГОСТ 6613-86. – М., 1986. – 16 с.

60. Сита контрольные. Технические требования и испытания. Часть 1. Сита контрольные из металлической проволочной сетки : СТБ ISO 3310-1-2019. – Минск, 2019. – 20 с.

61. Добавка модифицирующая гранулированная для асфальтобетонных смесей. Технические условия : СТБ 2440-2016. – Минск, 2016. – 16 с.

62. Вяжущее резинобитумное. Технические условия : СТБ 2302-2013. – Минск, 2013. – 16 с.

63. Инновационные технологии при строительстве, ремонте и содержании автомобильных дорог [Электронный ресурс]: отчет о НИР (заключительный) / кол. авт. Белорусский национальный технический университет (Минск); рук. Сергей Егорович Кравченко; исполн. Ярослав Никитич Ковалев, Юрий Георгиевич Бабаскин, Анатолий Антонович Куприянич, Сергей Сергеевич

Будниченко, Иван Владимирович Дерман, Жанна Владимировна Реут, Светлана Николаевна Соболевская, Елена Петровна Ходан, Максим Владимирович Зубарь, Александр Владимирович Савуха. – Электрон. дан. – Минск: [б. и.], 2015. – 1 электрон. опт. диск (CD-ROM). – N ГР ГБ 11-228.- Систем. требования: IBM PC-совместимый ПК; Windows 2000 и выше; CD-ROM дисковод; мышь. – Загл. с тит. экрана.

64. Кирюхин, Г. Н. Плюсы и минусы системы проектирования асфальтобетона «Суперпейв» / Г. Н. Кирюхин, Р. Б. Джуманов // Мир дорог. – 2014. – № 74. – С. 49–52.

65. Радовский, Б. С. Проектирование состава асфальтобетонных смесей в США по методу Суперпейв / Б. С. Радовский // Дорожная техника : каталог-справочник. – 2007. – С. 86–99.

66. Система Superpave [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [http://uprdor.e-mordovia.ru/doc/nt/Prez\\_Superpave.pdf](http://uprdor.e-mordovia.ru/doc/nt/Prez_Superpave.pdf). – Дата доступа : 06.03.2021.

67. Кадырова, Г. Ф. Система Superpave. Опыт внедрения и адаптации к условиям России / Г. Ф. Кадырова // Дороги России XXI века. – 2019. – № 3 (111). – С. 9–16.

68. Особенности метода объемного проектирования асфальтобетона по технологии Superpave / А. И. Траутвайн [и др.] // Вестник БГТУ им. В. Г. Шухова. – 2019. – № 3. – С. 8–14.

69. Метод проектирования состава асфальтобетонной смеси с учетом оптимального расчетного срока службы асфальтобетонного покрытия / Д. Г. Игошкин, В. Е. Кошкарров, В. Е. Кошкарров, А. В. Втюрин // Актуальные вопросы проектирования автомобильных дорог. Сборник научных трудов ОАО ГИПРОДОРНИИ. – 2013. – № 4(63). – С. 75–85.

70. Кравченко, С. Е. Дорожно-строительные материалы и изделия (практикум) : пособие : для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» / С. Е. Кравченко, С. Н. Соболевская, Е. М. Жуковский. – Минск : БНТУ, 2022. – 84 с.

71. Оценка усталостной долговечности асфальтобетонных дорожных покрытий / В. Веренько [и др.] // Новые горизонты – 2017 : сборник материалов Белорусско-Китайского молодежного инновационного форума, 2-3 ноября 2017 г. : в 2 т. – Минск : БНТУ, 2017. – Т. 1. – С. 65–72.

72. Веренько, В. А. Исследование усталостной долговечности асфальтобетонов, модифицированных полимерными добавками различных типов / В. А. Веренько, А. В. Ладышев, Р. К. Гатальский // Наука и техника. – 2018. – Т. 17. – № 6. – С. 451–457.

73. Веренько, В. А. Надежность дорожных одежд : [учебное пособие для специальности «Строительство дорог и транспортных объектов» вузов] / В. А. Веренько. – Минск : БГПА, 2002. – 120 с.

74. Исследование циклической долговечности и долговременной прочности модифицированных асфальтобетонов с целью повышения надежности и снижения материалоемкости устраиваемых дорожных одежд [Электронный ресурс]. В 2 ч. Приложение А. Проект дорожно- методического документа: отчет о НИР (заключительный) : Договор N 2880/166 от 14 июня 2016 г. / кол. авт. Белорусский национальный технический университет (Минск); рук. В. А. Веренько; исполн. А. А. Афанасенко, С. Е. Кравченко, А. В. Ладышев, П. П. Яцевич, П. А. Лабанов, Н. Н. Лапотко. – Электрон. дан. – Минск: [б. и.], 2017. – 1 электрон. опт. диск (DVD-ROM). – N ГР 20164680. – Систем. требования: IBM PC-совместимый ПК; Windows 2000 и выше; DVD-ROM дисковод; мышь. – Загл. с тит. экрана.

75. Колбановская, А. С. Дорожные битумы / А. С. Колбановская, В. В. Михайлов. – Москва : Транспорт, 1973. – 264 с.

76. Мелихов, О. О. Минимизация энергозатрат и сохранение качества битума при обезвоживании: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / О. О. Мелихов. – Ростов-на-Дону, 2010. – 23 с.

77. Илиополов, С. К. Старение битума в рабочем котле АБЗ / С. К. Илиополов, Ю. Я. Никулин, С. С. Саенко // Дороги и мосты. – 2009. – Вып. 21/1. – С. 208-219.

78. Саенко, С. С. Изменение свойств битума в рабочем котле АБЗ / С. С. Саенко // «Известия вузов. Сев.-Кавк. регион. Технические науки». – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2007 – № 4. – С. 105–106.

79. Базжин, Л. И. Исследование влияние минералогического состава и струк-туры минеральных порошков на старение асфальтового бетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / Л. И. Базжин. – Харьков: ХАДИ, 1974. – 24 с.

80. Органические вяжущие для дорожного строительства: Учеб. пособ. для вузов по специальности «Автомобильные дороги и аэро-

дромы» / С. К. Илиополов, И. В. Мардиросова, Е. В. Углова и др. – Ростов-на-Дону. – 2003. – 428 с.

81. Королев, И. В. Модель строения битумной пленки на минеральных зернах в асфальтобетоне / И. В. Королев // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1981. – № 8. – С. 63–67.

82. Effect of filler on the aging potential of asphalt mixtures / R. Re-casene, A. Martinez, F. Jimenez, H. Bianchetto // Journal of the Transportation Research Board. – 2005. – № 1901. – P. 10–17.

83. Соколов, Б. Ф. Моделирование эксплуатационно-климатических воздействий на асфальтобетон / Б. Ф. Соколов, С. М. Маслов. – Воронеж: Изд-во Воронежского ун-та, 1987. – 103 с.

84. Лукашевич, В. Н. Увеличение срока службы асфальтобетонных покрытий за счет двухстадийного введения органических связующих в процессе производства асфальтобетонных смесей / В. Н. Лукашевич // Строительные материалы. – 2003. – № 1. – С. 24–25.

85. Лукашевич, В. Н. Исследование влияния технологии приготовления асфальтобетонных смесей на процессы старения асфальтового вяжущего при использовании волокнистых сорбентов в качестве дисперсной арматуры / В. Н. Лукашевич, И. Н. Ефанов // Вестник ТГАСУ. – 2012. – № 2. – С. 191–196.

86. Ковалев, Я. Н. О технологической наследственности асфальтобетонов / Я. Н. Ковалев, С. Е. Кравченко, Д. Г. Игошкин // Строительная наука и техника. – 2005. – №1. – С. 72–75.

87. Соломатов, В. И. Кластеры в структуре и технологии композиционных строительных материалов / В. И. Соломатов, А. Н. Бобрышев, А. П. Трошин // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 4. – С. 56–60

88. Зыков, В. А. Исследование деформационной способности дорожного песчаного асфальтового бетона при низких температурах и многократном замораживании-оттаивании. Автореф. дис. канд.наук. – Омск. – 1973.

89. Соломатов, В. И. Физические особенности формирования структуры композиционных строительных материалов. / В. И. Соломатов, В. Н. Выровой // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 8. – С. 59–64.

90. О структуре и прочности битумных пленок / Фролов А. Ф. [и др.] // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 1. – С. 126–130.

91. Кравченко, С. Е. Влияние температуры формирования структуры на прочностные свойства асфальтобетона / С. Е. Кравченко, Д. Г. Игошкин // Строительная наука и техника. – 2007. – № 2 (11). – С. 37–41.

92. Игошкин, Д. Г. Влияние температурных режимов приготовления и применения щебеночно-мастичных смесей на долговечность асфальтобетонных покрытий / Д. Г. Игошкин // Автомобильные дороги и мосты. – 2008. – № 2. – С. 55–63.

93. Исследование и определение оптимальных температурных режимов приготовления и уплотнения различных типов асфальтобетонных.: отчет о НИР (заключ.)/ РУП «Белдорцентр»; рук. Игошкин Д.Г.; исполн.: Даценко О.А. [и др.] – Мн., 2007. – 132 с. – Библиогр.: с. 130. – № ГР 2006436.

94. Ковалев, Я. Н. Активационные технологии дорожных композиционных материалов : Научно-практические основы / Я. Н. Ковалев. – Минск : Беларуская Энцыклапедыя, 2002. – 334 с.

95. ДМД 02191.9.004-2007 Рекомендации по применению дорожных битумов в зависимости от их группового химического состава.

96. Битумы нефтяные для верхнего слоя дорожного покрытия. Технические условия: СТБ 1062-97. – Введ. 1997-07-01. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1997.

97. Битумы и битумные вяжущие. Метод определения динамической вязкости: СТБ 2188-2011. – Введ. 2011-07-01. – Минск : Госстандарт, 2011.

98. Ходан, Е. П. О необходимости учета времени открытия движения по вновь устроенному асфальтобетонному покрытию / Е. П. Ходан, С. Е. Кравченко // Наука – образованию, производству, экономике : материалы 16-й Международной научно-технической конференции. – Минск : БНТУ, 2018. – Т. 3. – С. 39.

99. Ходан, Е. П. Исследование влияния изменения физико-механических свойств на формирование структуры и доуплотнения свежеложенного асфальтобетона / Е. П. Ходан, С. Е. Кравченко // Дорожное строительство и его инженерное обеспечение : материалы Международной научно-технической конференции /



Белорусский национальный технический университет ; редкол.: С. Е. Кравченко (гл. ред.) [и др.]. – Минск : БНТУ, 2020. – С. 84–89.

100. Автомобильные дороги. Правила устройства: ТКП 059.1-2020 (33200). – Введ. 2020-09-01. – Минск : Минтранс Республики Беларусь, 2020.

101. Автомобильные дороги. Правила устройства асфальтобетонных покрытий и защитных слоев: ТКП 094-2012 (02191). – Введ. 2012-10-01. – Минск : Минтранс Республики Беларусь, 2012.

102. Автомобильные дороги: СНиП 3.06.03-85. – Введ. 1986-01-01. – Москва : ФГУП ЦПП, 2019.

103. Автомобільні дороги. Споруди транспорту. Частина I. Частина II.: ДБН В.2.3-4:2015. – Чинні з 2016-04-01. – Київ, Мінрегіон України, 2015.

104. AC 150/5370-14B – Hot Mix Asphalt Paving Handbook 2000. American Association of State Highway and Transportation Officials, Federal Aviation Administration, Federal Highway Administration, National Asphalt Pavement Association, U. S. Army Corps of Engineers, American Public Works Association, National Association of Country Engineers. United States of America. 2013.

105. Жуковский, Е. М. Особенности структурообразования вновь устроенных асфальтобетонных покрытий под воздействием транспортной нагрузки / Е. М. Жуковский, С. Е. Кравченко, П. С. Помахо // Дорожное строительство и его инженерное обеспечение : материалы Международной научно-технической конференции / Белорусский национальный технический университет ; редкол.: С. Е. Кравченко (гл. ред.) [и др.]. – Минск : БНТУ, 2020. – С. 52–60.

106. Жуковский, Е. М. Влияние транспортной нагрузки на структурообразование вновь устроенных асфальтобетонных покрытий / Е. М. Жуковский, С. Е. Кравченко // Автомобильные дороги и мосты. 2020. – № 1. – С. 92–97.

107. Зуб В. Н. Совершенствование технологии текущего ремонта асфальтобетонных покрытий в условиях пониженных температур и повышенной влажности / Дис. ... канд. техн. наук. – Харьков, 1989. – 192 с.

108. Игошкина А. Ю., Ковалев Я. Н. Оценка качества ямочного ремонта дорожных асфальтобетонных покрытий / А. Ю. Игошкина, Я. Н. Ковалев // Наука и Техника. – 2005. – 6. – С. 24–26.

109. Сухоруков В. В. Autodesk Robot Structural Analysis Professional: Справочное учебное пособие / В. В. Сухоруков. – М.: Издательство АСВ, 2009. – 128 с.

110. Руководство пользователя Autodesk Robot Structural Analysis Professional [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <https://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2019/RUS/?guid=GUID-4A734308-B2F3-4147-A310-BD47C48E9ED>. – Дата доступа : 20.04.2021.

111. СН 3.03.04-2019 Автомобильные дороги.

112. ТКП 45-3.03-112-2008 (02250) Автомобильные дороги. Нежесткие дорожные одежды. Правила проектирования

113. Пронина Ю. Г. Лекции по теории упругости: Общие положения: Учебное пособие / Ю. Г. Пронина. – СПб.: СПбГУ, 2004. – 120 с.

114. Жуковский, Е. М. Повышение качества ямочного ремонта / Е. М. Жуковский, Я. Н. Ковалев, С. Е. Кравченко // Дорожное строительство и его инженерное обеспечение : материалы Международной научно-технической конференции / редкол.: С. Е. Кравченко (гл. ред.) [и др.] ; сост. В. А. Ходяков. – Минск : БНТУ, 2021. – С. 54–64.

115. Жуковский, Е. М. Повышение срока службы ремонтной карты / Е. М. Жуковский, Я. Н. Ковалев, С. Е. Кравченко // Автомобильные дороги и мосты. – 2021. – № 1. – С. 89–94.

Научное издание

**КРАВЧЕНКО** Сергей Егорович  
**ЖУКОВСКИЙ** Егор Михайлович  
**ЛАДЫШЕВ** Александр Викторович  
**ХОДАН** Елена Петровна  
**ИГОШКИН** Дмитрий Геннадьевич

**УСТАЛОСТНАЯ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ  
ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ:  
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ РЕШЕНИЯ**

Подписано в печать 06.02.2023. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 10,81. Уч.-изд. л. 8,26. Тираж 50. Заказ 57.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.